



**UTMACH**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Estudio de cimentación tipo zapata corrida para pórticos con muros  
estructurales de concreto en edificaciones**

**ARCOS GARCIA IVETTE PAULINA  
INGENIERA CIVIL**

**RIOS QUEZADA MARIA CRISTINA  
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA  
2024**



**UTMACH**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Estudio de cimentación tipo zapata corrida para pórticos con muros  
estructurales de concreto en edificaciones**

**ARCOS GARCIA IVETTE PAULINA  
INGENIERA CIVIL**

**RIOS QUEZADA MARIA CRISTINA  
INGENIERA CIVIL**

**MACHALA  
2024**



**UTMACH**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTOS TÉCNICOS**

**Estudio de cimentación tipo zapata corrida para pórticos con  
muros estructurales de concreto en edificaciones**

**ARCOS GARCIA IVETTE PAULINA  
INGENIERA CIVIL**

**RIOS QUEZADA MARIA CRISTINA  
INGENIERA CIVIL**

**ORDOÑEZ FERNANDEZ JOSE LUIS**

**MACHALA  
2024**

# RIOS-ARCOS

**7%**  
Textos sospechosos



**5% Similitudes**  
< 1% similitudes entre comillas  
< 1% entre las fuentes mencionadas  
**2% Idiomas no reconocidos**

Nombre del documento: RIOS-ARCOS.pdf  
ID del documento: 75c8ecd579a074f6792a6198cbc7cb44c5966f7f  
Tamaño del documento original: 13,5 MB  
Autores: []

Depositante: JOSE LUIS ORDOÑEZ FERNANDEZ  
Fecha de depósito: 8/2/2025  
Tipo de carga: interface  
fecha de fin de análisis: 8/2/2025

Número de palabras: 32.456  
Número de caracteres: 216.026

Ubicación de las similitudes en el documento:



## Fuentes principales detectadas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<b>repositorio.utmachala.edu.ec</b> https://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/23550/1/Trabajo_Titulacion_3580.pdf 70 fuentes similares	2%		Palabras idénticas: 2% (648 palabras)
2	<b>cicp-ec.com</b> https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_DS_Peligro_Sismico.pdf 72 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (397 palabras)
3	<b>TESIS DE TITULACIÓN - Espinoza Randy - 10mo. A.docx</b>   TESIS DE TITULACI... #f7c404 El documento proviene de mi grupo 70 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (384 palabras)
4	<b>bibdigital.epn.edu.ec</b> https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/21180/1/CD 10706.pdf 70 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (388 palabras)
5	<b>Documento de otro usuario</b> #d011d0 El documento proviene de otro grupo 70 fuentes similares	1%		Palabras idénticas: 1% (361 palabras)

## Fuentes con similitudes fortuitas

Nº	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	<b>ciencia.lasalle.edu.co</b>   Desarrollo de un software para establecer la investigación g... https://ciencia.lasalle.edu.co/context/ing_civil/article/1912/viewcontent/TG_40161266.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (34 palabras)
2	<b>Documento de otro usuario</b> #a3890a El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (39 palabras)
3	Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica y propuesta de diseño ... /var/dspace/bitstream/15000/21695/1/CD 11172.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (39 palabras)
4	<b>doi.org</b> https://doi.org/10.19053/01211129.v30.n55.2021.12080	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (32 palabras)
5	<b>repositorio.upse.edu.ec</b>   Análisis estructural de una edificación de 10 plantas de ho... https://repositorio.upse.edu.ec/bitstream/46000/5954/1/UPSE-TIC-2021-0002.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (32 palabras)

## Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

Estas fuentes han sido citadas en el documento sin encontrar similitudes.

- https://doi.org/10.33412/apanac.2023.3918
- https://doi.org/10.1785/0220160150
- https://doi.org/10.7764/RDLC.21.3.692
- https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101035
- https://doi.org/10.48190/cp.v4n1a6

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

Las que suscriben, MARÍA CRISTINA RÍOS QUEZADA y IVETTE PAULINA ARCOS GARCÍA, en calidad de autora del siguiente trabajo escrito titulado ESTUDIO DE CIMENTACIÓN TIPO ZAPATA CORRIDA PARA PÓRTICOS CON MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO EN EDIFICACIONES, 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.

Los autores declaran 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.

Los autores como garantes de la autoría de la obra y en relación a la misma, declaran que la universidad se encuentra libre de todo tipo de responsabilidad sobre el contenido de la obra y que él 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.

**Machala, 24 de febrero de 2025**



**RÍOS QUEZADA MARÍA CRISTINA**

0704673086



**ARCOS GARCÍA IVETTE PAULINA**

0706812765

UNIVERSITAS  
MAGISTRORUM  
ET SCHOLARIUM

## **DEDICATORIA**

Dedico este trabajo de titulación, en primer lugar, a Dios, cuya guía y fortaleza me han acompañado siempre.

A mi amado padre, quien con sacrificios y amor me inculcó valores esenciales como el esfuerzo, la responsabilidad y la perseverancia, que me han formado en la persona que soy actualmente.

A mi abuelita, hermana y hermano, por su apoyo constante durante los momentos más difíciles. A mis tíos y primos, por su respaldo incondicional y sus invaluable consejos.

Finalmente, a mis amigos cercanos por sus palabras de aliento, su motivación y su compañía sincera, que hicieron de este proceso una experiencia más llevadera y significativa.

**María Cristina Ríos Quezada**

Mis dedicatorias van a Dios, Por ser mi guía constante y fuente de fortaleza en los momentos más difíciles. Gracias por darme la sabiduría, la salud y la perseverancia necesarias para culminar este sueño. Todo lo que soy y he logrado, te lo debo a Ti.

A mis amados padres, por su amor infinito, su apoyo incondicional y por ser mi mayor inspiración. Ustedes me han enseñado el valor del esfuerzo, la dedicación y la fe. Su sacrificio y confianza en mí han sido mi motor para alcanzar este objetivo. Este logro es tanto mío como de ustedes, porque sin su ejemplo y guía, este camino habría sido mucho más difícil.

A todas las personas que formaron parte de mi proceso durante la carrera, A mis maestros, por compartir su conocimiento y formar las bases de mi preparación. A mis compañeros y amigos, por su compañía, su apoyo y por los momentos compartidos que hicieron de este viaje una experiencia inolvidable. Cada uno de ustedes ha dejado una huella en mi vida y en este logro.

Con todo mi corazón, dedico este trabajo a todos ustedes.

**Ivette Paulina Arcos García**

## **AGRADECIMIENTO**

Quiero agradecer a Dios, quien me ha otorgado la fortaleza, sabiduría y guía necesaria para enfrentar los retos de este proceso.

A mi familia, quienes son mi mayor apoyo y fortaleza, me gustaría expresar mi más sincero agradecimiento por su amor incondicional, por confiar en mí y por ser el pilar que me sostuvo en los momentos más difíciles. Sus enseñanzas, su ejemplo y su fe en mis capacidades fueron lo que me impulsó a alcanzar este objetivo.

Expreso mi profundo agradecimiento a mi tutor el Ingeniero José Luis Ordoñez Fernández, por su invaluable guía, paciencia y apoyo durante todo este proceso. La cual con su experiencia y compromiso fueron esenciales para culminar este trabajo de titulación. A mis amigos que siempre estuvieron ahí con palabras de aliento, apoyo sincero y compañía constante. Su motivación y energía fueron fundamentales para superar cada desafío en este camino.

**María Cristina Ríos Quezada**

Agradezco a Dios por ser mi guía y fortaleza a lo largo de este camino, iluminando cada paso con sabiduría y brindándome la fuerza para superar los retos. A mi familia, pilar fundamental en mi vida, por su amor incondicional, apoyo constante y palabras de aliento en los momentos más difíciles. A mis padres, por inculcarme valores, esfuerzo y dedicación, siendo mi mayor ejemplo de perseverancia. A mi enamorado, por su paciencia, comprensión y ánimo inquebrantable durante todo este proceso.

Expreso mi gratitud a mi tutor de tesis por su valiosa orientación y paciencia, cuya experiencia fue clave en la culminación de este trabajo. A mis maestros, por compartir su conocimiento y compromiso en mi formación profesional. A mis compañeros de curso, con quienes compartí aprendizajes y desafíos inolvidables, y a mis amigos incondicionales, por su apoyo y confianza en cada etapa de esta experiencia universitaria. A todos ustedes, mi más sincero agradecimiento, porque este logro no habría sido posible sin su presencia y respaldo.

**Ivette Paulina Arcos García**

## RESUMEN

El presente trabajo aborda el estudio de cimentación tipo zapata corrida para pórticos con muros estructurales de concreto en edificaciones en Machala, una ciudad con alta actividad sísmica y suelos aluviales de baja capacidad portante. Con el objetivo principal de evaluar el comportamiento de estas cimentaciones ante cargas adicionales generadas por la incorporación de muros estructurales, proponiendo un diseño óptimo que se adapte a las condiciones geotécnicas locales.

La metodología utilizada integra una revisión documental y experimental, que incluye modelaciones estructurales realizadas con software especializado, análisis de propiedades del suelo y estudios normativos fundamentados en la NEC y el ACI 318-19. Asimismo, se efectuaron simulaciones para evaluar los esfuerzos y los asentamientos diferenciales en diversos escenarios de cimentación, considerando edificaciones múltiples tanto con y sin la incorporación de muros estructurales.

Los resultados indican que los muros estructurales mejoran considerablemente la estabilidad de las edificaciones, reduciendo las derivas laterales y los asentamientos. No obstante, se enfatiza la necesidad de ubicarlos estratégicamente y realizar ajustes en las cimentaciones para evitar fallas debido a las condiciones críticas del suelo. Por lo tanto, un diseño adecuado de zapatas corridas, basado en la interacción suelo-estructura, es esencial para asegurar una distribución eficiente y segura de las cargas en las edificaciones de Machala.

**Palabras clave:** Cimentaciones superficiales, Zapata corrida, Viga de cimentación, Muros estructurales, Suelos estratificados, Interacción suelo-estructura, Derivas de piso.

## **ABSTRACT**

This paper deals with the study of continuous footing-type foundations for gantries with concrete structural walls in buildings in Machala, a city with high seismic activity and alluvial soils of low bearing capacity. With the main objective of evaluating the behavior of these foundations in the face of additional loads generated by the incorporation of structural walls, proposing an optimal design that adapts to local geotechnical conditions.

The methodology used integrates a documentary and experimental review, which includes structural modeling carried out with specialized software, analysis of soil properties and regulatory studies based on the NEC and ACI 318-19. Likewise, simulations were carried out to evaluate the stresses and differential settlements in various foundation scenarios, considering multiple buildings both with and without the incorporation of structural walls.

The results indicate that structural walls considerably improve the stability of buildings, reducing lateral drift and settlements. However, the need to strategically locate them and make adjustments to the foundations to avoid failures due to critical soil conditions is emphasized. Therefore, an adequate design of continuous footings, based on soil-structure interaction, is essential to ensure an efficient and safe distribution of loads in the buildings of Machala.

**Keywords:** Surface foundations, Running footing, Foundation beam, Structural walls, Stratified soils, Soil-structure interaction, Floor drifts.

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN .....	15
Importancia del tema .....	15
Actualidad de la problemática .....	15
Estructura del trabajo .....	15
1.    CAPITULO I: Planteamiento del problema .....	17
1.1.    Antecedentes (Línea base del proyecto) .....	17
1.2.    Descripción de la situación problemática (Causas y efectos).....	20
1.3.    Formulación del problema: preguntas científicas .....	21
1.4.    Delimitación del objeto de estudio .....	21
1.5.    Justificación .....	22
1.6.    Objetivos: general y específicos .....	23
1.6.1.    Objetivo General:.....	23
1.6.2.    Objetivo específico: .....	23
2.    CAPITULO II: Marco Teórico .....	24
2.1.    Antecedentes contextuales .....	24
2.2.    Antecedentes referenciales .....	26
2.3.    Antecedentes conceptuales .....	27
2.3.1.    Análisis sísmicos.....	27
2.3.2.    Cimentaciones superficiales .....	27
2.3.3.    Zapatas aisladas .....	28
2.3.4.    Zapatas corridas o continuas .....	28
2.3.5.    Losa de cimentación .....	28
2.3.6.    Suelos estratificados .....	29
2.3.7.    Suelos arcilloso blandos.....	29
2.3.8.    Suelos limosos .....	30
2.3.9.    Mejoramiento de los suelos .....	31

2.3.10.	Capacidad admisible del suelo.....	31
2.3.11.	Capacidad portante en zapatas corridas .....	31
2.3.12.	Teoría de Terzaghi.....	32
2.3.13.	Teoría de Meyerhof y Hanna para suelos estratificados.....	33
2.3.14.	Muros estructurales.....	33
2.3.15.	Muros estructurales con diafragmas verticales.....	33
2.3.16.	Cimentaciones para muros estructurales.....	34
2.3.17.	Vigas de cimentación.....	35
2.3.18.	Diseño de elementos bidireccional en la cimentación .....	35
3.	CAPITULO III: METODOLOGÍA .....	37
3.1.	Modalidad básica de la investigación .....	37
3.2.	Tipo de Investigación.....	38
3.2.1.	Documental.....	38
3.2.2.	Experimental.....	38
3.3.	Objeto de estudio .....	38
3.4.	Descripción de la población y muestra .....	38
3.4.1.	Información y planos estructurales del edificio .....	39
3.4.2.	Caracterización del sitio.....	40
3.4.3.	Detalles de las secciones de los elementos estructurales .....	41
3.4.3.1.	Especificaciones .....	41
3.4.3.2.	Acero de Refuerzo.....	41
3.4.3.3.	Concreto.....	42
3.4.4.	Cimentación de la estructura.....	43
3.4.4.1.	Detalles constructivos .....	43
3.4.4.2.	Plano en planta y secciones de la cimentación.....	44
3.4.4.3.	Armado de viga de cimentación .....	45
3.4.5.	Métodos teóricos con los materiales utilizados .....	46
3.4.5.1.	Propiedades y estudio del suelo .....	46

3.4.6.	Modelado inicial de la estructura en un software de análisis estructural	48
3.4.6.1.	Distribución de cargas.....	48
3.4.6.2.	Espectro de diseño de la estructura .....	49
3.4.6.3.	Derivas máximas inelástica permisibles de piso .....	53
3.4.6.4.	Combinaciones por resistencia ultima.....	53
3.4.6.5.	Combinaciones por servicio.....	54
3.4.7.	Modelado de la cimentación en un software de análisis estructural para cimentaciones.....	54
3.4.7.1.	Clasificación de cimentaciones .....	54
3.4.7.2.	Estados límites de colapso: capacidad portante y factor de seguridad indirecto (FSI) .....	55
3.4.7.3.	Capacidad de carga en suelos estratificados: capa de suelo resistente sobre capa de suelo menos resistente.....	55
3.4.7.4.	Coeficiente de balasto en cimentaciones superficiales .....	58
3.4.7.5.	Asentamientos de acuerdo al estado límite de servicio .....	59
3.4.8.	Incorporación del muro estructural en software de análisis estructural..	60
3.4.8.1.	Disposición de muros portantes .....	60
3.4.8.2.	Análisis comparativo de derivas.....	61
3.4.9.	Modelado de cargas modificadas en un software de análisis estructural para cimentaciones.....	61
3.4.9.1.	Requisitos mínimos para cimentación de muros portantes .....	62
3.4.9.2.	Verificación de la capacidad portante del suelo .....	63
3.4.9.3.	Análisis de asentamientos diferenciales .....	63
3.4.10.	Reevaluación de la cimentación en un software de análisis estructural para cimentaciones.....	63
3.4.11.	Propuesta de refuerzo o rediseño de la cimentación.....	66
3.5.	Técnicas para el procesamiento de los datos obtenidos.....	66
3.5.1.	Verificación de los planos estructurales con la edificación construida. .	66
3.5.2.	Presentación y documentación de resultados.....	66
4.	<b>CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS</b> .....	67
4.1.	Análisis e interpretación de la edificación original .....	67

4.1.1.	Análisis de espectro de diseño .....	67
4.1.2.	Comparación de Espectros de respuesta con el sismo del 18 de marzo del 2023	68
4.1.3.	Modelado de la edificación.....	69
4.1.4.	Verificación de cortante basal.....	70
4.1.5.	Masa participativa, periodo fundamental y verificación del periodo .....	70
4.1.6.	Desplazamientos de la estructura.....	72
4.1.7.	Derivas de piso.....	73
4.1.8.	Resumen de reacciones en apoyos por columna.....	74
4.2.	Análisis y evaluación de la edificación con muros estructurales.....	75
4.2.1.	Modelado del edificio con la incorporación de muros estructurales .....	75
4.2.2.	Verificación de cortante basal con la implementación de muros estructurales .....	76
4.2.3.	Periodo fundamental y verificación del periodo.....	77
4.2.4.	Masa participativa.....	78
4.2.5.	Desplazamientos de la estructura con muros .....	79
4.2.6.	Derivas de piso.....	80
4.2.7.	Resumen de reacciones en apoyos por columna más muros .....	81
4.3.	Análisis e interpretación de la cimentación zapata corrida original .....	83
4.3.1.	Propiedades de los estratos del suelo natural y mejoramiento.....	83
4.3.2.	Capacidad admisible - Método de Meyerhof en suelos estratificados: Suelo fuerte sobre suelo débil.....	84
4.3.3.	Descripción del modelo de la cimentación .....	85
4.3.4.	Esfuerzos del suelo aplicados a la cimentación .....	87
4.3.5.	Deformaciones de la zapata corrida.....	88
4.4.	Análisis y evaluación de la cimentación zapata corrida modificada .....	90
4.4.1.	Modificaciones de la cimentación zapata corrida original .....	90

4.4.2.	Esfuerzos y deformaciones en la cimentación zapata corrida original bajo las cargas del muro .....	91
4.4.2.1.	Esfuerzos de la cimentación original + muros .....	91
4.4.2.2.	Deformaciones de la cimentación original + muros .....	93
4.4.3.	Descripción de la cimentación zapata corrida modificada .....	94
4.4.3.1.	Esfuerzos de la cimentación modificada + muros.....	96
4.4.3.2.	Deformaciones de la cimentación modificada + muros .....	97
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	99
5.1.	Conclusiones .....	99
5.2.	Recomendaciones .....	101
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	102
	ANEXOS .....	106
	Certificado de autorización.....	106
	Memoria de cálculo .....	107
	Planos estructurales.....	108
	Fotografías de campo.....	109

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de las unidades de construcción por categorías .....	17
Tabla 2: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción.	18
Tabla 3: Movimientos en masa – Susceptibilidad .....	18
Tabla 4: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	41
Tabla 5: Dimensiones de columnas .....	42
Tabla 6: Dimensiones de Vigas .....	42
Tabla 7: Dimensiones de Losa.....	42
Tabla 8: Detalles constructivos de la cimentación.....	43
Tabla 9: Dimensiones de elementos de la cimentación .....	44
Tabla 10: Perfil de suelo tipo E .....	46
Tabla 11: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa .....	47
Tabla 12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd .....	47
Tabla 13: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs .....	47
Tabla 14: Cargas Uniformes dentro de la Estructura.....	48
Tabla 15: Carga Puntual dentro de la Estructura (Azotea) .....	48
Tabla 16: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.....	51
Tabla 17: Coeficientes para la determinación del periodo de vibración T .....	53
Tabla 18: Coeficientes para la determinación del periodo de vibración T .....	53
Tabla 19: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos (F.S.I.M) .....	55
Tabla 20: Propiedades de los estratos de suelo superior e inferior .....	56
Tabla 21: Valores comunes de la reacción de la subrasante de acuerdo al suelo .....	59
Tabla 22: Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función L.....	60
Tabla 23: Disposición de aberturas en un muro .....	61
Tabla 24: Coeficientes aplicados en el espectro de diseño elástico.....	67
Tabla 25: Coeficientes aplicados espectro de diseño inelástico .....	67
Tabla 26: Valor del cortante dinámico .....	70
Tabla 27: Valor del cortante dinámico .....	70
Tabla 28: Masa participativa y periodo fundamental de la estructura .....	71
Tabla 29: Resumen de datos de masa participativa y periodos .....	71
Tabla 30: Verificación de periodo por el Método 1 - NEC .....	71
Tabla 31: Límites de deriva en la estructura .....	73

Tabla 32:Reacciones en apoyos por columnas .....	74
<i>Tabla 33: Valor del cortante dinámico más muros estructurales .....</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 34: Valor del cortante dinámico.....</i>	<i>76</i>
Tabla 35: Masa participativa y periodo fundamental de la estructura con muros .....	77
Tabla 36: Verificación de periodo por el metodo 1-NEC.....	78
Tabla 37: Resumen de datos masa participativa y periodos .....	78
Tabla 38: Comparación de desplazamientos.....	80
Tabla 39: Límite de deriva en la estructura .....	81
Tabla 40: Límite de deriva en la estructura .....	81
Tabla 41: Reacciones en apoyos por columnas + muros .....	82
Tabla 42: Propiedades de los estratos de suelo superior e inferior .....	84
Tabla 43: Factores de capacidad de carga para Meyerhof .....	84
Tabla 44: Cargas generadas por las columnas de la edificación.....	86
Tabla 45: Esfuerzos en la cimentación bajo los combos de servicio .....	88
Tabla 46: Deformaciones en la cimentación bajo los combos de servicio .....	89
Tabla 47: Esfuerzos en la cimentación más carga de muros bajo los combos de servicio .....	92
Tabla 48: Deformaciones en la cimentación más carga de muro bajo los combos de servicio.....	93
Tabla 49: Esfuerzos en la cimentación modificada bajo los combos de servicio.....	96
Tabla 50:Deformaciones en la cimentación modificada bajo los combos de servicio ...	97

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Mapa de movimientos en masa - Susceptibilidad .....	19
Figura 2: Mapa con la ubicación epicentral del evento del día 18 de marzo a las 12h12 .....	20
Figura 3: Árbol de problemas .....	21
Figura 4: Zona de estudio .....	22
Figura 5: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del fator de zona Z .....	41
Figura 6: Configuración del espectro elástico de diseño .....	49
Figura 7: Coeficiente de corte por punzonamiento $K_s$ según Meyerhof y Hanna.....	57
Figura 8: Coeficiente variación de $c'/c'1$ con $q2/q1$ .....	57
Figura 9: Planteamiento regular en edificaciones.....	60
Figura 10: Dimensiones y refuerzos mínimos de la cimentación corrida.....	62
Figura 11: Tipos de cimentación en muros portantes .....	63
Figura 12: Tipos de cimentación en muros portantes .....	65
Figura 13: Espectros de diseño utilizados en el edificio.....	68
Figura 14: Comparación de aceleraciones espectrales.....	69
Figura 15: Edificación modelada .....	69
Figura 16: Desplazamientos por piso mediante el sismo de diseño .....	72
Figura 17: Derivas de piso mediante el sismo de diseño .....	73
Figura 18: Edificación con muros estructurales modelada .....	75
Figura 19: Desplazamientos por piso mediante el sismo de diseño .....	79
Figura 20: Derivas de piso mediante el sismo de diseño .....	80
Figura 21: Modelo de la cimentación .....	86
Figura 22: Esfuerzos en la cimentación modelada .....	87
Figura 23: Deformaciones en la cimentación modelada.....	89
Figura 24: Modificaciones de la viga de cimentación original.....	90
Figura 25: Modelo de la cimentación original + muros estructurales .....	91
Figura 26: Vigas de cimentación modificadas.....	94
Figura 27: Vigas de cimentación debajo los muros estructurales.....	95
Figura 28: Modelo de la cimentación zapata corrida modificada + muros estructurales	96

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1: Corte B-B.....	39
Ilustración 2: Longitud de luces.....	40
Ilustración 3: Detalles constructivos de la cimentación.....	43
Ilustración 4: Plano de la cimentación en planta .....	44
Ilustración 5: Armado de viga de cimentación .....	45

## INTRODUCCIÓN

### **Importancia del tema**

Las cimentaciones son esenciales para transmitir las cargas estructurales al suelo, garantizando la estabilidad y durabilidad del edificio. En Machala, el riesgo sísmico, el nivel freático elevado y los suelos aluviales complican este proceso. Los suelos arcillosos predominan, presentando baja capacidad de carga y alta susceptibilidad a asentamientos. Por ello, es crucial realizar estudios detallados y aplicar técnicas de mejoramiento del suelo para prevenir problemas estructurales. Este análisis evaluará el comportamiento de una cimentación tipo zapata corrida en suelos blandos y saturados, considerando su rendimiento antes y después de soportar cargas de muros estructurales, proporcionando datos relevantes para futuros proyectos constructivos (Mohamed A. Sakr, 2022).

### **Actualidad de la problemática**

En la actualidad, la construcción en Machala enfrenta desafíos debido a sus condiciones geográficas y geológicas. La alta sismicidad, el nivel freático elevado y la presencia de suelos aluviales con capas de arcilla, limos y arenas generan una capacidad de carga limitada y riesgos de asentamientos. Esto exige estudios detallados del suelo y técnicas de mejoramiento para garantizar la seguridad estructural. La construcción de cimentaciones adecuadas, como zapatas corridas, es fundamental para soportar cargas estructurales de manera segura. Analizar su comportamiento antes y después de aplicar cargas permite optimizar el diseño y prevenir fallas estructurales, mejorando así la calidad de las edificaciones locales.

### **Estructura del trabajo**

El documento de estudio consta de cuatro capítulos que detallan el proceso realizado:

Capítulo I: Presenta el planteamiento del problema, incluyendo la línea base del proyecto, un árbol de problemas con sus causas y efectos, preguntas científicas, delimitación del área de estudio, justificación y objetivos del proyecto.

Capítulo II: Desarrolla el marco teórico, con antecedentes contextuales, referenciales e históricos relacionados con el análisis de cimentaciones superficiales, normas y procedimientos a emplear, apoyándose en artículos científicos.

Capítulo III: Describe la metodología aplicada, detallando el tipo de investigación, objeto de estudio, población y muestra involucrada, así como los métodos teóricos y empíricos utilizados junto con los materiales empleados.

Capítulo IV: Analiza e interpreta los resultados obtenidos, emitiendo criterios fundamentados en los hallazgos de los casos modelados y los cálculos realizados. Evalúa el comportamiento estructural, identifica posibles deficiencias y propone soluciones técnicas para optimizar el desempeño de la cimentación tipo zapata corrida del proyecto.

## 1. CAPITULO I: Planteamiento del problema

### 1.1. Antecedentes (Línea base del proyecto)

De acuerdo con el Plan de desarrollo y ordenamiento territorial 2019-2030 del cantón Machala, cuenta con una estrategia de asentamientos humanos que hace referencia a la construcción de infraestructuras que ayudaran al buen desarrollo urbano mediante la implementación de estrategias de mejoramiento integral comercial y abastecimiento, con el objetivo de incentivar el crecimiento vertical de las edificaciones mediante la mejora de los suelos aluviales para tener una cimentación óptima ante amenazas sísmicas y diversos escenarios futuros (PDOT., 2019).

Los estudios de suelo son un factor importante para conocer lo que se encuentra en el subsuelo, por lo que es necesario realizar un estudio de suelo profundo para obtener datos que ayudarán a diseñar los cimientos que se requieren para este tipo de edificación, utilizando los parámetros de diseño de la norma NEC. Se clasifica en unidades de constructivas como se muestra en la Tabla 1, que depende del número total de niveles y las cargas máximas de servicio (NEC-SE-GC, 2015).

*Tabla 1: Clasificación de las unidades de construcción por categorías*

Clasificación	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4 000
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4 001 y 8 000
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8 000

Fuente: (NEC Geotecnia y Cimentaciones, 2015)

A través de esta tabla podemos conocer las características y la distribución del levantamiento requerido para el tipo de edificación para el cual se va a realizar el estudio de suelo y así reconocer el tipo de comportamiento suelo-estructura para implementar una cimentación adecuada, evitando que sus elementos se sobredimensionen de lo estrictamente necesario y genere mayor costo. En la Tabla 2 se muestra la cantidad mínima de sondeos y su profundidad según la clasificación en la Tabla 1 (NEC-SE-GC, 2015).

*Tabla 2: Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción*

CATEGORÍA DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN (Véase en la sección 2.5)			
Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m.	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m.
Número mínimo de sondeos: 3	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 4	Número mínimo de sondeos: 5

Fuente: (NEC Geotecnia y Cimentaciones, 2015)

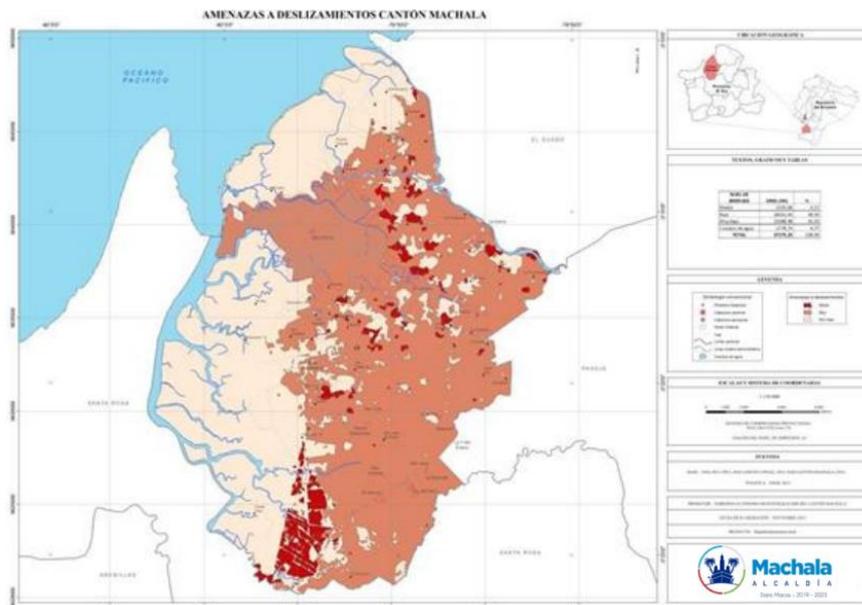
Cabe mencionar que el cantón Machala se caracteriza por suelos de características finas debido a su estructura arcillosa, las cuales se saturan en la época de lluvias y forma costras en la época seca debido a su incapacidad de mantener su estructura. Por otro lado, al estar bajo relieve con aproximadamente el 94,17 % del territorio situado entre 0 y 20 metros sobre el nivel del mar, por lo que la región es fácilmente inundable y propensa a movimientos en masa debido a que se encuentra en una zona con alta intensidad sísmica como se muestra en la Tabla 3 que indica las áreas susceptibles y en el Figura 1 las zonas susceptibles del cantón, ya que existe una alta probabilidad de que ocurran eventos sísmicos y estas puedan afectar las actividades de la población (PDOT., 2019).

*Tabla 3: Movimientos en masa – Susceptibilidad*

Descripción	Área (ha)	%
Susceptibilidad Baja a Nula	18.452,06	49,5
Susceptibilidad Media	1.555,06	4,17
Susceptibilidad Muy baja	15.488,98	41,55
Cuerpos de agua	1.778,74	4,77

Fuente: IGM/SNI 2010

*Figura 1: Mapa de movimientos en masa - Susceptibilidad*



Fuente: SCC 2020 – GADMM PDOT 2015

Céline Beauval et al. Menciona en su artículo titulado “Comparación de atenuación observada del movimiento del suelo para el mega terremoto de 7,8 MW del 16 de abril de 2016 en Ecuador y sus dos replicas más grandes con las ecuaciones de predicción del movimiento del suelo existentes”, se señala que este evento en cuestión fue uno de los terremotos más notablemente documentados hasta esa fecha en términos de megafallas. Además, mediante sus hallazgos de datos recopilados ofrecen una contribución significativa a la comprensión de cómo se atenúan los movimientos del suelo en el país (Beauval et al., 2017).

En el análisis de la vulnerabilidad de las estructuras en la ciudad de Machala, se identifica que el evento sísmico más devastador en términos de daños estructurales ocurrió el 18 de marzo de 2023. Este evento sísmico tuvo su epicentro en el extremo nor-oriental de la Isla Puná en el Golfo de Guayaquil, como se muestra en la Figura 2, con una magnitud momento (Mw) de 6.64 y una profundidad intermedia de 63.1 Km. Es relevante destacar que, según informó la secretaria de Gestión de Riesgos varias viviendas colapsaron debido a diversas razones como la falta de asesoramiento profesional, el empleo de mano de obra no calificada, la aplicación de métodos y prácticas constructivas artesanales o comunitarias que desconocen los efectos de las cargas laterales, así como la vulnerabilidad en los diseños estructurales (Beauval et al., 2017).

*Figura 2: Mapa con la ubicación epicentral del evento del día 18 de marzo a las 12h12*



Fuente: Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional

## **1.2. Descripción de la situación problemática (Causas y efectos)**

Las observaciones sobre el comportamiento de los edificios ante eventos catastróficos, se debe analizar el aumento de demanda estructural, donde interfiere la pérdida de compactación del suelo y falla de homogeneidad del terreno, esto provocaría el fallo de elementos estructurales, colapso de cimientos y pérdida de resistencia.

Además, los afectará el tipo de suelo de la zona que son suelos blandos. Estos suelos los provoca el alto nivel freático y la capacidad admisible del suelo, lo que influye directamente en el núcleo central de la investigación. Para describir la naturaleza de esta problemática, se han identificado causas directas y efectos resultantes, culminando en un efecto final.

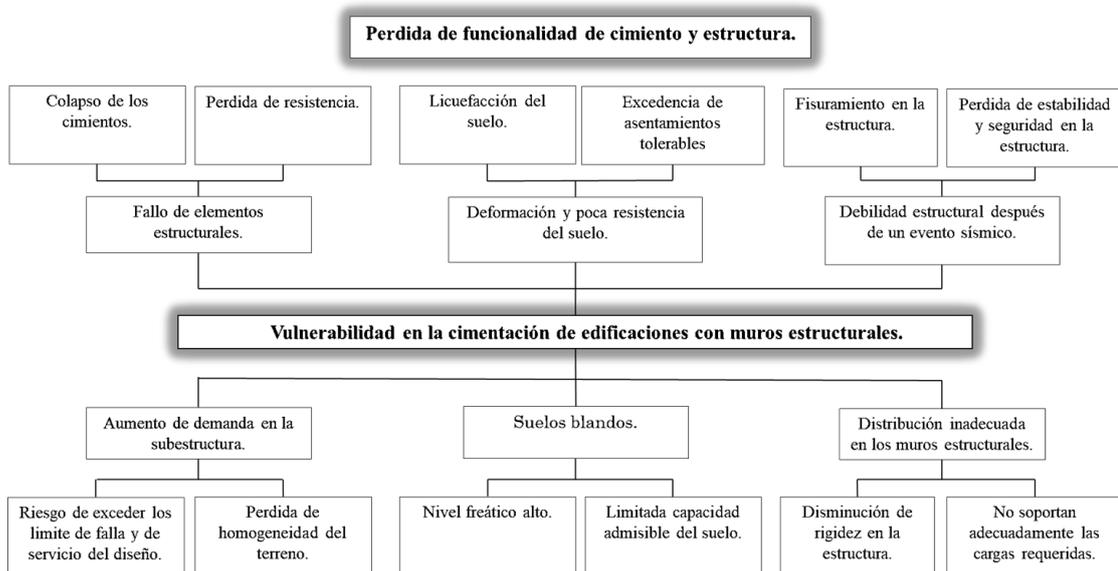
Durante sacudidas sísmicas, se libera la energía de deformación acumulada en las zonas de contacto entre placas tectónicas de forma brusca y relativamente rápida, esto se traduce entre daños sobre el medio natural, las personas, los objetos y las estructuras. Lo que afecta en zonas que tengan suelos blandos, donde un problema es el nivel freático y la capacidad admisible que tiene ese tipo de suelo, lo que provocaría deformación y poca resistencia del suelo, tanto como la licuefacción y asentamientos excesivos.

Las estructuras de concreto reforzado tendrán un comportamiento que se ve influenciado por varios aspectos como es la rigidez, resistencia y ductilidad de energía en elementos estructurales (viga, columna). La distribución inadecuada de muros estructurales con poca

rigidez provocara debilidad en la estructura ante eventos sísmicos, como es el fisuramiento, pérdida de estabilidad y seguridad en la estructura.

Ante los efectos que se han nombrado, producto de cada una de las causas directas, las estructuras deben diseñarse de acuerdo con la normativa de la NEC para asegurar rigidez, resistencia, disipación de energía y ductilidad adecuadas a los elementos.

*Figura 3: Árbol de problemas*



Fuente: Elaboración propia

### 1.3. Formulación del problema: preguntas científicas

A partir de la explicación dada sobre el problema mencionado el cual se centra en las afectaciones de la estructura para la vulnerabilidad de la edificación con muros estructurales de la ciudad de Machala, se generan las siguientes interrogantes:

- ¿Cuáles son los factores que influyen en el diseño de muros estructurales?
- ¿Cuál es la metodología apropiada para mejorar la cimentación de edificaciones con muros estructurales?
- ¿Cuál es la propuesta de cimentación adecuada de la edificación de estudio en la ciudad de Machala?

### 1.4. Delimitación del objeto de estudio

En el presente trabajo se hará el estudio de cimentaciones superficiales tipo zapata corrida en el edificio Cuenca Calderón con un uso departamental y comercial ubicado en el barrio



Por eso, el objetivo de este trabajo es ofrecer una propuesta de estudio estructural para la edificación de la ciudad de Machala, adicionando muros estructurales en el edificio, para que soporten más peso del esperado, manteniendo tanto la estructura como los elementos que estén dentro de ella. Para realizar esta propuesta nos basaremos en las directrices establecidas por la norma ecuatoriana de la construcción (NEC). Asegurando que la estructura pueda funcionar de manera adecuada frente a las amenazas catastróficas, proporcionando seguridad a sus ocupantes.

Por eso este estudio se lo realizó para presentar una investigación que abarque con factores que influyen en la vulnerabilidad de una estructura con muros estructurales y su relación con la cimentación, para que este aporte ayudara para futuros proyectos y de la misma forma con la obtención del título universitario.

## **1.6. Objetivos: general y específicos**

### **1.6.1. Objetivo General:**

Evaluar las cimentaciones superficiales tipo zapata corrida ante el aumento de carga por la adición de muros estructurales mediante sistemas estructurales de hormigón con diafragmas verticales para comprender el comportamiento de los cimientos en suelos estratificados.

### **1.6.2. Objetivo específico:**

- Analizar la relación de esfuerzos generados en el suelo por la acción directa de la subestructura.
- Diseñar los elementos estructurales que conforman el sistema bidireccional de la cimentación.
- Presentar una propuesta de cimentación adecuada a través de una descripción detallada de edificaciones con muros estructurales en función del edificio sujeto a estudio.

## **2. CAPITULO II: Marco Teórico**

### **2.1. Antecedentes contextuales**

A nivel mundial, tenemos varios estudios que ven metodologías para obtener la capacidad de carga y asentamientos de una cimentación superficial para suelos blandos referido a arcillas, limos y arenas, y una gran variedad de información relacionada con muros estructurales de hormigón armado (RC) con diferentes tipos de modelos y análisis matemáticos para evaluar el desempeño de este elemento en una situación sísmica relacionada con el aspecto mencionado.

Uno de estos trabajos es realizado por TS Mustafa, hace referencia a un análisis de como los diafragmas rígidos y semirrígidos afectan mediante una respuesta estructural a los muros de hormigón armado, y así conocer el comportamiento sísmico de estos dos diafragmas mediante los parámetros de periodo fundamental, deriva máxima entre pisos, cortante máximo en la base y esfuerzos en los muros de RC (Mustafa, 2019). Esto nos proporcionara información del comportamiento de un muro estructural de un edificio frente a diafragmas en cada nivel de piso.

El articulo realizado por Francesco Morellia, Agnese Natalia y Gabriele Poggia de Italia, utiliza el análisis no lineal en muros de corte acoplados híbridos (HCSW) para conocer el comportamiento dinámico al optimizar la capacidad de distribución no uniforme mediante elementos disipadores y a su vez evaluar su desempeño sísmico, mediante los modos de vibración de un edificio de 6 pisos. Los resultados de la respuesta estructural servirán para conocer el comportamiento de los muros estructurales de los diferentes niveles de intensidad sísmica (Morelli et al., 2023).

El análisis numérico de cimentaciones superficiales que los autores Muhammad Rehan Hakro, Aneel Kumar, Mujahid Ali y entre otros más, realizaron una evaluación de los asentamientos y de la capacidad de carga de este tipo de cimentaciones bajo-diferentes variables tales como homogeneidad de la masa del suelo, tipo de condiciones de carga y el grado de saturación del suelo. El análisis muestra que el asentamiento se puede reducir aumentando la rigidez y la capacidad de carga del suelo, mejorando las distintas capas de materiales bajo los cimientos, y así como las condiciones del suelo cambian, la saturación también cambiará (Hakro et al., 2022).

En Argelia tenemos un estudio de caso realizado por Ahmed Merah, haciendo referencia a las patologías de cimentación, la más importante es la pérdida de capacidad portante, además, señala diversas causas que pueden afectar los cimientos y las investigaciones sobre la reparación de patologías de cimentación en el suelo arcilloso encontradas en terreno de la edificación. Los resultados de este estudio muestran que el 66% de los daños de las edificaciones están relacionadas con los cimientos y el 90% de las fallas están relacionadas con muros y zapatas aisladas (Merah, 2021).

En Latinoamérica, encontramos que en Colombia los autores Jairo Quintero, Brian Martínez y Lucio Cruz emplea un estudio de 3 métodos analíticos de capacidad de carga en suelos estratificados (para 2 estratos) para cimentaciones superficiales: APM, Terzaghi y el pie imaginario, tomando en cuenta las normas de construcción de Colombia y considerando en las simulaciones estratos de suelo duro sobre suelo blando o blando. La información obtenida indica que el ángulo de fricción, el límite elástico y el desplazamiento de falla (carga-condición de contorno) influyen en la capacidad de carga en los suelos estratificados y para este tipo de suelos son mejores el método analítico de base imaginaria y el modelado numérico (Quintero-Chamorro et al., 2021).

Además, en el mismo país los autores Carlos Blandon y Ricardo Bonet analizaron el comportamiento de muros delgados y esbeltos de hormigón armado con detalles de sección típicos para evaluar el desempeño de edificaciones en una zona sísmica moderada. Como resultado, el aumento de carga axial reduce la capacidad de deriva a valores de 0,7 % y los muros de poca longitud que exceden el límite de esbeltez recomendado por el ACI pueden llegar a derivas superiores a 1,5 %, considerando que este aspecto no controla el desempeño sísmico de la estructura (Blandón & Bonett, 2020).

En la ciudad de Machala encontramos un estudio proporcionado por los autores Cabrera P., Ordoñez J., Carrión L. y Lima R. donde realizan un análisis de la información geotecnia obtenida a través de los sondeos de la zona sur-este de la ciudad, para conocer qué tipo de cimentación es la más adecuada para una residencia de 3 pisos y así solucionar la demanda de espacios mediante el aumento del crecimiento vertical en las edificaciones. Esta información indica que los suelos encontrados son mezclas de arcillas de media y alta plasticidad por lo cual tiene una baja capacidad de carga, es por ello que opta por un mejoramiento de suelo por medio de capas granulares con propiedades mecánicas específicas para que así la relación suelo estructura se compensen (Cabrera et al., 2020).

De acuerdo con Vořechovský, Miča, & Boštík, El diseño de cimentaciones superficiales mediante el uso de factores de seguridad parciales, como se describe en el Eurocódigo 7, proporciona una metodología práctica que aborda las incertidumbres en las propiedades del suelo y las cargas aplicadas. Sin embargo, esta metodología tiene un carácter semi-probabilístico, ya que no evalúa directamente la probabilidad de falla, lo que podría llevar a diseños más conservadores. En contraste, los métodos de diseño completamente probabilísticos ofrecen una evaluación más precisa y adaptativa al modelar explícitamente las distribuciones de probabilidad de las variables de entrada, permitiendo optimizar el diseño para condiciones específicas (Vořechovský et al., 2024).

## **2.2. Antecedentes referenciales**

Yu Dezhina en su artículo titulado “Diseño óptimo de cimentaciones mediante métodos de cálculos no lineales” busca mediante ecuaciones definitorias de la teoría de la evolución adaptativa de sistemas mecánicos, diseñar la cimentación para determinar la capacidad portante, la rentabilidad, la constructibilidad y las condiciones de uso posterior de acuerdo a los estados límites de resistencia y deformación, de tal manera que los resultados muestran una base más estable, colocación precisa en el suelo, mayor capacidad de soportar las cargas. De acuerdo a los resultados la forma de la cimentación depende del orden de aplicación de la carga de la estructura (Dezhina, 2019).

De acuerdo a los autores Ural N y Gergin A en su trabajo titulado “diseño de cimentaciones en suelos problemáticos con alto nivel de agua subterránea” menciona la necesidad de realizar un sistema de cimentación completo diseñado bajo cargas existentes manteniéndose en el lado seguro y económico considerando el drenaje permanente en los suelos con alto nivel freático para eliminar los desplazamientos y deformación verticales en base del perfil del suelo. Según la metodología utilizada para suelos saturados hay que considerar los valores de asentamientos en cimentaciones poco profundas, ya que, si exceden los valores límites, se hace un diseño de cimentación con pilotes (Ural & Gergin, 2020).

Los autores Cabrera P., Ordoñez J., Carrión L. y Lima R. realiza un estudio titulado “Geotecnia enfocada a cimentaciones de edificaciones de 3 pisos en la ciudad de Machala” buscaban obtener una adecuada cimentación para suelos con baja carga admisible entre 2 a 6 Ton/m<sup>2</sup>, por ello utilizaron dos métodos para encontrar esta capacidad: la ecuación de Terzagui y las correlaciones de Terzagui y Peck (1948), y la

propuesta de Meyerhof y Hanna (1978) y Meyerhof (1974). Teniendo en cuenta que tenemos estratos de suelos arcillosos, limosos y arenas finas, su comportamiento es insuficiente para las cargas de la subestructura y por ello se requiere un mejoramiento de suelo mediante capas compactadas por debajo de la cimentación (Cabrera et al., 2020).

### **2.3. Antecedentes conceptuales**

#### **2.3.1. Análisis sísmicos**

El análisis sísmico es un procedimiento clave para evaluar el comportamiento de las estructuras frente a fuerzas dinámicas inducidas por movimientos telúricos, en el cual se considera las propiedades dinámicas de la estructura, como rigidez, masa y amortiguamiento, junto con las características del sismo esperado, para determinar la respuesta estructural y garantizar que cumpla con los estándares de diseño sísmico establecidos por las normativas NEC vigentes.

#### **2.3.2. Cimentaciones superficiales**

Las cimentaciones superficiales son estructuras de soporte diseñadas para transferir las cargas de una edificación al suelo cercano a la superficie. Aunque su modelo físico puede parecer sencillo, su análisis es complejo debido a la necesidad de simplificaciones e idealizaciones en el diseño. Según Edgar Giovanni Diaz Segura, titulado "*Actuales requerimientos para el diseño de cimentaciones superficiales*", se destaca que, aunque el modelo físico de una cimentación superficial parece sencillo, su evaluación puede ser muy compleja. Esto se debe a la necesidad de simplificaciones e idealizaciones para obtener expresiones analíticas de diseño. Desde un enfoque práctico, el análisis geotécnico de la cimentación como un elemento aislado tiende a ser conservador, ya que no considera la rigidez ni la unión de los elementos de conexión entre zapatas. Como resultado, se incrementan los asentamientos diferenciales y se reduce la capacidad de carga antes de que ocurra la falla (Diaz-Segura, 2022).

Complementariamente, (Fernández Sola et al., 2020), resaltan que, bajo los principios del diseño por capacidad, estas cimentaciones deben estar preparadas para resistir las máximas acciones inducidas por la superestructura, especialmente en condiciones de carga sísmica, para lo cual se emplean espectros reducidos que consideran el comportamiento inelástico y la sobre resistencia del sistema suelo-cimentación

### **2.3.3. Zapatas aisladas**

Son componentes de soporte separados destinados a distribuir las fuerzas descendentes de columnas o postes verticales hacia el suelo, reduciendo el asentamiento y garantizando la rigidez de la estructura. Su implementación es típica cuando las columnas están separadas entre sí y el suelo tiene suficiente capacidad portante, con tensiones admisibles moderadamente elevadas y hundimientos mínimos. Por ello, las dimensiones de las zapatas están diseñadas para soportar el peso de una sola columna o pilar y normalmente tienen geometrías rectangulares, cuadradas o redondas. Las cuales también pueden reforzarse con vigas de atado o losas arriostrantes para mejorar su eficiencia estructural.

### **2.3.4. Zapatas corridas o continuas**

Son cimentaciones lineales diseñadas para distribuir las cargas provenientes de muros, paredes o una serie de columnas alineadas hacia el terreno. Son comunes en terrenos con capacidad portante uniforme y en edificaciones con muros portantes o estructuras con ejes definidos de apoyo, donde se busca reducir los asentamientos diferenciales. Este tipo de cimentación, a menudo configurada como una banda de hormigón más ancha que el muro, suele tener una sección transversal rectangular que forma una "T" invertida. Además, estas cimentaciones actúan como losas invertidas en voladizo, con acero de tensión dispuesto perpendicular al muro para soportar las cargas principales y acero paralelo para manejar contracciones y cambios de temperatura, distribuyendo uniformemente la presión ejercida por el terreno.

### **2.3.5. Losa de cimentación**

Es un elemento estructural continuo y de gran superficie que abarca toda la planta de la edificación, diseñado para distribuir uniformemente las cargas hacia el terreno. Se utiliza principalmente en suelos de baja capacidad portante o terrenos heterogéneos, donde es necesario reducir asentamientos totales y diferenciales, o cuando las cargas estructurales son elevadas y variables entre apoyos cercanos. Esta solución, que consiste en una gran placa de hormigón armado en contacto directo con el suelo, actúa como un sistema rígido que interactúa con el terreno, proporcionando estabilidad y seguridad estructural frente a cargas verticales y horizontales.

### **2.3.6. Suelos estratificados**

Los autores Almengor Larisa, Grajales Saavedra F. realiza un estudio titulado “Análisis numérico de la capacidad de cimientos profundos en suelos estratificados” este artículo científico su finalidad es darle mayor estabilidad a la estructura ya que se encuentra ubicada en un suelo estratificado. Por ello, se denomina método de curva P-Y para suelos estratificados, que consiste en determinar la profundidad equivalente de las capas debajo de la capa superior (Almengor & Grajales-Saavedra, 2023).

El documento titulado "Capacidad portante de cimentaciones corridas en función de parámetros del suelo: un problema clásico de análisis de empuje de tierra" fue escrito por Lysandros Pantelidis, quien es investigador en la Universidad de Tecnología de Chipre. En su investigación, Pantelidis discute cómo las teorías clásicas, como las de Prandtl y Terzaghi, han influido en el análisis de la capacidad portante de las cimentaciones superficiales, especialmente en suelos con diferentes estratos. Además, se menciona que el problema se puede entender como un análisis clásico de presión de tierra, donde se dividen las zonas de fallo en activas y pasivas, lo cual es crucial para el diseño adecuado de cimentaciones en suelos estratificados (Pantelidis, 2023).

Según la NEC 2015, en la guía de práctica para la ejecución de estudios geotécnicos y trabajos de cimentación, se describen dos casos particulares relacionados con suelos estratificados. El primero corresponde a un suelo blando sobre suelo rígido, donde es necesario implementar técnicas, como un relleno compacto, que garanticen la capacidad de la estructura para soportar las cargas aplicadas, evitando deformaciones en el espesor del suelo blando, y el segundo caso se refiere a un suelo rígido sobre suelo blando; si el suelo rígido tiene un gran espesor, la falla ocurrirá en este, y el mecanismo de falla será el característico de los suelos blandos, sin afectar al estrato inferior. En caso de que el espesor sea intermedio, se deberá estimar la capacidad de carga para ambos escenarios y analizar la influencia de cada estrato en el comportamiento global del sistema.

### **2.3.7. Suelos arcilloso blandos**

S Syahril, Agus Suyono, Muchtar, Hendry, R Prajudi, R Riandi en artículo “Mejora de suelos problemáticos de arcillas blandas con el método estabilización química en términos de valor contenido de humedad e índice de plasticidad”, se menciona que los suelos arcillosos blandos generalmente tienen características o propiedades desfavorables cuando se utilizan como base para la construcción. Este artículo describe la metodología

utilizada en el estudio de la estabilización química de estos suelos mediante materiales minerales, en forma de residuos de ceniza de mármol, utilizando cuatro tipos de variables. Este tratamiento reduce el valor del agua y el índice de plasticidad del suelo, mejorando la adherencia entre partículas (Syahril et al., 2022).

Los suelos blandos son aquellos que presentan una baja resistencia y capacidad portante, generalmente debido a su alta plasticidad, alta retención de agua o baja densidad. Los suelos arcillosos blandos, como se menciona en el artículo (Bensoula et al., 2022), tienen características desfavorables para la construcción, ya que son propensos a la compresión, deformación y desplazamientos cuando se les somete a cargas, por lo que las propiedades con un alto contenido de humedad y un alto índice de plasticidad hacen que estos suelos sean inestables y difíciles de trabajar sin algún tipo de tratamiento o estabilización con mejoramiento.

#### **2.3.8. Suelos limosos**

Mehmet Ugur Yilmazoglu y Askin Ozocak en su artículo titulado "Capacidad portante de cimentaciones superficiales sobre suelos limosos no saturados", investigan la capacidad portante de cimentaciones en suelos limosos no saturados, los cuales son clasificados como de baja plasticidad (ML) según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (USCS). Estos suelos presentan un comportamiento intermedio entre las características drenadas de los suelos arenosos y las no drenadas de las arcillas. La investigación destaca que la succión matricial (MS) y el grado de saturación (SSD) en este tipo de suelo generan un aumento significativo en la cohesión y en el ángulo de fricción interna, lo que influye directamente en la capacidad portante de las cimentaciones (Yilmazoglu & Ozocak, 2023).

Para abordar estas particularidades, los autores desarrollaron una ecuación que permite predecir de manera más precisa la capacidad portante última de cimentaciones en suelos limosos no saturados. Este modelo integra factores clave como la MS y el SSD junto con los resultados de pruebas de compresión no confinada (UCS), ofreciendo una herramienta más realista y eficiente para el diseño geotécnico en comparación con los enfoques tradicionales basados en suelos saturados. Esta contribución resulta relevante, ya que optimiza el diseño de cimentaciones al considerar las condiciones específicas de los suelos limosos no saturados, presentes en gran parte de las superficies terrestres.

### **2.3.9. Mejoramiento de los suelos**

Los autores Sagar Thirmanpalli, Suresh Kommu y Srinivas Kadali en el artículo "Diseño de cimentación superficial sobre estratos arcillosos mediante técnicas de mejoramiento de suelos: un estudio numérico", abordan el reemplazo de suelos como una técnica eficaz para mejorar las propiedades de suelos débiles, mediante la sustitución de las capas menos competentes con materiales de mayor calidad, como gravas o arenas compactadas. En el estudio se presenta un análisis numérico que combina esta técnica con la implementación de columnas de piedra y drenajes verticales prefabricados (PVDs) para estabilizar estratos arcillosos y aumentar la capacidad de carga de las cimentaciones. Los resultados indican que el uso combinado de estas tecnologías no solo mejora significativamente la resistencia del suelo, sino que también reduce los asentamientos diferenciales, optimizando la estabilidad de las cimentaciones superficiales en suelos problemáticos (Thirmanpalli et al., 2024).

### **2.3.10. Capacidad admisible del suelo**

M. Albuja, D. Mayorga, S. Bonilla, A. Jacome, F. Romero, H. Arevalo, E. Vargas, A. Chávez, en el artículo de con tema en "Modelación matemática de los coeficientes utilizados en la correlación entre el ensayo de penetración estándar y la capacidad de carga del suelo", se mencionan los diferentes cálculos para la capacidad portante del suelo y su ángulo de fricción. En el cual los autores señalan que los valores de los factores utilizados en las fórmulas comúnmente empleadas para calcular tanto la capacidad admisible de los suelos como del ángulo de fricción que están lejos de su capacidad portante real. (MARÍA VERÓNICA ALBUJA LANDI et al,2023)

En este contexto, la capacidad portante del suelo hace referencia a la máxima carga que el suelo puede soportar sin que se produzcan fallas o deformaciones excesivas. Los cálculos de capacidad portante y el ángulo de fricción se utilizan para determinar la estabilidad y seguridad de las estructuras construidas sobre el suelo, aunque los factores generalmente utilizados pueden no reflejar con precisión las propiedades reales del suelo.

### **2.3.11. Capacidad portante en zapatas corridas**

.Hamidou Hamadoum Tamboura y Koichi Isobe, en su investigación titulada "Estimación de la capacidad de carga de zapatas corridas sobre suelos de dos capas  $c-\phi$  basadas en el método de elementos finitos plásticos rígidos", abordan la influencia de la estratificación del suelo en la capacidad portante de cimentaciones superficiales. Utilizando el método

de elementos finitos plásticos rígidos (RPFEM), los autores desarrollan un enfoque que considera de manera independiente las propiedades de cada capa de suelo, introduciendo factores de capa ( $L_c$ ,  $L_q$  y  $L_\gamma$ ) que mejoran la precisión de los cálculos (Tamboura, 2024).

Este método no solo permite predecir patrones de falla como corte general, transicional, local y por punzonamiento, sino que también supera las limitaciones de modelos tradicionales que emplean parámetros promedio. La validación de esta metodología frente a estudios previos resalta su utilidad en el diseño de cimentaciones sobre suelos estratificados, proporcionando una base técnica más sólida para la ingeniería geotécnica.

### **2.3.12. Teoría de Terzaghi.**

La teoría de Terzaghi constituye uno de los principios fundamentales en la mecánica de suelos, enfocándose en cómo se comportan los suelos bajo cargas aplicadas, particularmente en cuanto a su capacidad portante. Esta teoría asume que el suelo no contiene agua y que parámetros como el ángulo de fricción, la cohesión y el peso específico son constantes, estableciendo las bases para evaluar la estabilidad de las cimentaciones. Según Terzaghi, la capacidad portante de un suelo depende de factores como la profundidad de la cimentación, las propiedades del suelo y el tipo de carga aplicada. Además, incorpora el impacto de la consolidación en suelos arcillosos, lo que permite comprender mejor el comportamiento de las cimentaciones con el paso del tiempo.

En este contexto, Hassan Tavassoli Rad y colaboradores, en su investigación titulada "Mejora de la capacidad de carga de suelos débiles mediante geosintéticos: un análisis de elementos finitos", abordan el desafío de mejorar la capacidad portante en suelos débiles mediante el uso de geosintéticos y el análisis numérico basado en elementos finitos. Basándose en la teoría de Terzaghi, identifican tres tipos principales de fallas en el suelo: cizalladura general, cizalladura local y punzonamiento. A través del software Abaqus, evaluaron cómo variables como la profundidad de instalación y la longitud de los geotextiles influyen en la capacidad portante en suelos clasificados como ML, SM y SW. Los resultados revelan que los geosintéticos no solo incrementan la capacidad portante, sino que también mitigan los mecanismos de falla en suelos finos y medianos, logrando un diseño geotécnico más eficiente y sostenible (Rad et al., 2024).

### **2.3.13. Teoría de Meyerhof y Hanna para suelos estratificados**

La teoría de Meyerhof y Hanna para suelos estratificados se enfoca en el cálculo de la capacidad portante de los cimientos cuando el suelo está compuesto por varias capas con diferentes características. En el caso específico de un suelo fuerte sobre un suelo débil, la teoría sugiere que el comportamiento del suelo debe considerarse en términos de las interacciones entre las capas, ya que la capa más superficial (el suelo fuerte) puede soportar una mayor carga, pero la capa inferior (el suelo débil) presenta una menor capacidad portante (Braja M, 2012).

Según Meyerhof y Hanna, cuando un cimiento se coloca sobre un suelo fuerte que descansa sobre un suelo débil, la capacidad portante del sistema estratificado dependerá de la resistencia de la capa débil. En este escenario, la teoría establece que la capacidad portante total se reduce debido a la influencia de la capa inferior, que podría deformarse más fácilmente o fallar bajo cargas más altas.

### **2.3.14. Muros estructurales**

José Miguel Benjumea Royero, Fredy Saúl Sotelo Monroy, Camilo Eduardo Celis Melo, y Gustavo Chio Cho<sup>4</sup>, en su artículo titulado “Efecto del grado de capacidad de disipación de energía sísmica seleccionado en las cantidades de obra de muros de concreto reforzado”, realizan un estudio analítico sobre la influencia del grado de capacidad de disipación de energía en el diseño de muros estructurales de hormigón armado. El estudio se enfoca en zonas con baja amenaza sísmica, lo que permite analizar y comparar los efectos de tres niveles de disipación de energía en el comportamiento sísmico de los muros (Benjumea Royero et al., 2017).

Además, el análisis considera otras variables clave, como la altura total del muro, el área tributaria, y la cuantía mínima de refuerzo adoptada para el alma del muro, todos factores que influyen la respuesta sísmica y la eficiencia del muro como elemento de disipación de energía. Este enfoque permite entender cómo las variaciones en estos parámetros afectan tanto la cantidad de material requerido como la capacidad de los muros para resistir fuerzas sísmicas sin comprometer la seguridad estructural.

### **2.3.15. Muros estructurales con diafragmas verticales**

Luisa P. Viera-Aroba y Pablo E. Caiza-Sánchez en el artículo científico titulado “Muros estructurales y diafragmas”, analizan el papel crucial de los muros estructurales en el diseño de edificaciones sismorresistentes, destacando su relevancia a raíz del sismo

ocurrido el 16 de abril de 2016 en Ecuador. Este evento marcó un cambio en las alternativas de construcción, promoviendo soluciones más seguras que combinen muros estructurales con pórticos, para mejorar el desempeño de las estructuras frente a cargas sísmicas.

El artículo incluye un ejemplo práctico que resalta la importancia del prediseño orientado al control de derivas y cargas, seguido del diseño de elementos clave como cordones y colectores de esfuerzos. Los muros estructurales no solo reciben y transmiten la carga proveniente del sistema de pisos hacia la cimentación, sino que también actúan como diafragmas verticales, encargados de resistir los esfuerzos cortantes generados por fuerzas sísmicas y controlar los desplazamientos laterales de la edificación. Según (Caiza Sánchez & Viera Arroba, 2019), el uso de estos muros, junto con diafragmas bien diseñados, optimiza el comportamiento estructural y reduce significativamente los daños en situaciones sísmicas.

#### **2.3.16. Cimentaciones para muros estructurales**

En el libro Diseño de columnas, muros estructurales y diafragmas en hormigón armado, publicado por Paulina Viera Arroba y Pablo Caiza Sánchez, se menciona en el capítulo 4, dedicado al diseño de muros estructurales que, en edificios relativamente bajos, las vigas de cimentación suelen ser suficientes para resistir los momentos de volteo. Una opción es extender los elementos de cimentación, como las vigas, uniendo los muros y columnas, lo que permite redistribuir las cargas debido a la rigidez de la viga extendida. También se sugiere que esta función puede ser realizada por los mismos muros en la base del edificio, siempre que estén adecuadamente proporcionados. Otra alternativa es la construcción de muros subterráneos que conecten la cimentación con el diafragma a nivel del suelo, permitiendo transmitir el momento de volteo generado por las cargas sísmicas a los muros de retención de suelos adyacentes (Caiza Sánchez & Viera Arroba, 2019).

Además, según lo analizado de las normas NEC, las zapatas corridas son la cimentación más adecuada para resistir las cargas de los muros estructurales, ya que cuentan con una viga capaz de disipar energía. Esto se debe a que el muro transmite una carga lineal a la zapata, lo que convierte a esta solución en una opción óptima tanto para edificios residenciales como industriales, especialmente aquellos que requieren muros de contención o muros estructurales en sótanos, así como para edificaciones que necesiten controlar las derivas estructurales.

### **2.3.17. Vigas de cimentación**

Juan Molina, Jorge Ballesteros y Andrés Quintero, el artículo titulado “Análisis de vigas sobre fundaciones flexibles empleando funciones de Green”, presenta una metodología que utiliza exclusivamente las funciones de Green, las cuales representan la respuesta de un sistema ante una fuerza puntual unitaria. Este enfoque destaca por su bajo costo computacional y su capacidad para obtener resultados exactos en el análisis de vigas sobre fundaciones flexibles, utilizando únicamente sumas e integrales que pueden resolverse de manera numérica. Según los autores, las vigas flexibles son un modelo fundamental en el análisis estructural y se aplican en elementos como vigas de cimentación, pilas, muros de contención y estructuras más complejas (Molina-Villegas et al., 2021).

En este contexto, las vigas de cimentación son componentes estructurales horizontales diseñados para transferir y distribuir cargas hacia los cimientos subyacentes, conectando columnas o muros estructurales. Este diseño permite una distribución uniforme de las cargas verticales hacia el suelo, minimizando los asentamientos diferenciales y mejorando la estabilidad general de la edificación, asegurando así un desempeño estructural adecuado en diversas condiciones de carga.

Complementando esta perspectiva, el artículo “Análisis comparativo del comportamiento vibracional de varios modelos de vigas con diferentes diseños de cimentación” de Gulnaz Kanwal y Naveed Ahmed, exploran cómo las frecuencias naturales de las vigas elásticamente restringidas son influenciadas por factores como la rigidez a la flexión, el módulo transversal y la constante de cimentación de Winkler. Utilizando métodos numéricos y analíticos, se concluye que la rigidez de la viga, la cimentación y la capa de corte incrementan las frecuencias naturales, mientras que la cimentación elástica de Hetényi genera efectos variables según la relación entre las rigideces del sistema (Kanwal et al., 2024). Estos hallazgos son esenciales para el diseño y optimización de estructuras que incluyen vigas de cimentación, mejorando el análisis estructural en condiciones diversas y complejas.

### **2.3.18. Diseño de elementos bidireccional en la cimentación**

Noe Humberto Marín Bardales, Guillermo David Evangelista Benites, en su artículo titulado “Influencia de la resistencia del suelo mejorando en el diseño de losa de cimentación mediante un modelo de interacción suelo-estructura”, aborda cómo la resistencia del suelo mejorado influye en el diseño de losas de cimentación a través de un

modelo de interacción suelo-estructura de Pasternak. El principal objetivo de la investigación es determinar cómo esta mejora en la resistencia del suelo impacta en el diseño y rendimiento de las losas de cimentación, elementos estructurales bidireccionales que permiten soportar cargas tanto en la dirección vertical como horizontal (Marín Bardales & Evangelista Benites, 2021).

Este tipo de cimentación bidireccional es crucial para garantizar que las cargas se distribuyan de manera uniforme, minimizando el riesgo de asentamientos diferenciales y mejorando la interacción entre la estructura y el terreno subyacente. El uso de modelos de interacción suelo-estructura, como el de Pasternak, permite una evaluación más precisa del comportamiento de las losas de cimentación en terrenos con diferentes características de resistencia, asegurando un diseño más robusto y seguro.

### 3. CAPITULO III: METODOLOGÍA

#### 3.1. Modalidad básica de la investigación

El enfoque del tema presente “*Estudio de cimentación tipo zapata corrida para pórticos con muros estructurales de concreto en edificaciones*” se basa en un análisis integral que combina modelaciones en software de análisis estructural, revisión de artículos bibliográficos, libros, y normativa técnica nacional e internacional. Este enfoque permite comprender y evaluar el comportamiento de los elementos estructurales en distintas condiciones, especialmente en zonas sísmicas.

Para el análisis estructural, se consideran las ventajas del software estructural, que ha demostrado su eficacia en la identificación de sistemas estructurales. Según (Rupay Vargas et al., 2023), este software facilita determinar la absorción de esfuerzos en los muros estructurales, con casos que indican una absorción del 84% de la cortante basal en el eje X y el 93% en el eje Y, lo que confirma la predominancia de sistemas de muros de corte en el diseño sismorresistente.

Además, se toman en cuenta soluciones innovadoras para mejorar la respuesta estructural. (Georgantzia et al., 2022) resaltan que la combinación de refuerzos de acero con paneles de concreto prefabricado optimiza tanto la capacidad de carga como la disipación de energía bajo cargas cíclicas. Este tipo de sistema es especialmente adecuado para edificaciones en zonas sísmicas, como las del Ecuador, donde la actividad sísmica es alta.

Adicionalmente, se tiene en cuenta la influencia de las características del suelo en el diseño estructural. Según el artículo (Zapata Escobar et al., 2021), el potencial de licuefacción en suelos compuestos por mezclas de arena y finos está directamente relacionado con la densidad relativa y el contenido de finos. Este fenómeno, crítico en zonas con suelos saturados, requiere un enfoque adecuado en el diseño de cimentaciones para mitigar riesgos asociados a la pérdida de resistencia del suelo.

En síntesis, esta metodología articula herramientas analíticas y experimentales con un enfoque práctico, permitiendo desarrollar propuestas de cimentación basadas en evidencia científica y normativa técnica. Este enfoque asegura que las soluciones adoptadas no solo respondan a los requerimientos estructurales, sino que también sean

capaces de soportar las demandas dinámicas impuestas por el entorno geotécnico y sísmico del lugar de estudio.

## **3.2. Tipo de Investigación**

### **3.2.1. Documental**

La investigación documental se basa en el análisis y evaluación detallada de fuentes escritas y digitales relacionadas con cimentaciones tipo zapata corrida y pórticos de muros estructurales de concreto. Esto incluye la revisión de normas de construcción, estudios previos, artículos científicos, tesis académicas y manuales técnicos sobre diseño y construcción de cimentaciones. El objetivo es establecer una base teórica sólida que permita comprender los principios estructurales y normativos, situando el estudio en el contexto de investigaciones existentes y proponiendo mejoras basadas en el análisis crítico de la información recopilada.

### **3.2.2. Experimental**

La investigación experimental implica realizar pruebas y simulaciones estructurales para evaluar el comportamiento de cimentaciones tipo zapata corrida en edificaciones con pórticos de muros estructurales de concreto. Se modifican variables como la resistencia del concreto, las dimensiones de la zapata y las cargas aplicadas, con el fin de analizar su efecto en la capacidad de carga y la estabilidad de la estructura. El proceso incluye el diseño de modelos físicos o simulaciones computacionales, la recopilación de datos técnicos y el análisis estadístico para obtener conclusiones precisas y fundamentadas que permitan optimizar el diseño y la construcción de este tipo de cimentaciones.

## **3.3. Objeto de estudio**

El objeto de estudio corresponde a una edificación de hormigón armado de cuatro niveles, con una altura total de 14.34 metros, actualmente construida sin la incorporación de pórticos estructurales y con cimentación de tipo zapata corrida. El edificio está destinado a un uso mixto que incluye oficinas, locales comerciales y departamentos, y se encuentra ubicado en la ciudad de Machala, provincia de El Oro.

## **3.4. Descripción de la población y muestra**

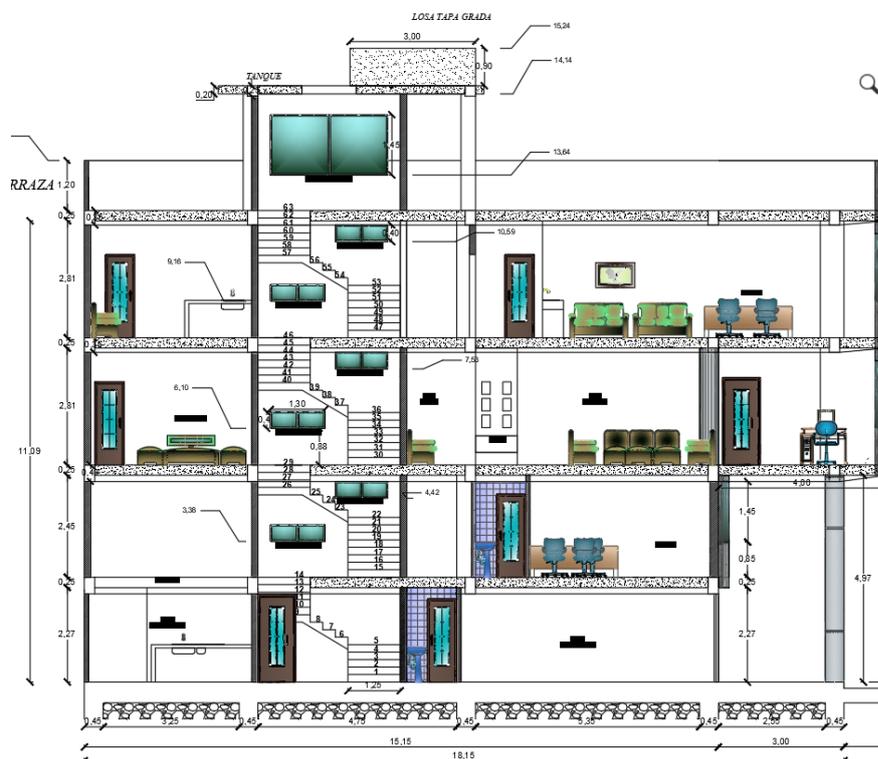
La población del presente estudio se enfoca en edificaciones de mediana altura situadas en zonas urbanas de la ciudad de Machala, provincia de El Oro. Estas estructuras están destinadas a un uso mixto y cuentan con cimentación de tipo zapata corrida, sin la

presencia de pórticos estructurales. En la muestra seleccionada, se recopilará la información necesaria para evaluar la capacidad de dicha cimentación para soportar las cargas adicionales inducidas por la incorporación de muros estructurales. El análisis se centrará en su comportamiento respecto a la capacidad portante y los asentamientos diferenciales, proporcionando datos clave para optimizar el diseño y mejorar la seguridad estructural en proyectos futuros.

### 3.4.1. Información y planos estructurales del edificio

El edificio objeto de estudio como se muestra en la Ilustración 1, es una estructura de hormigón armado de cuatro niveles, con un área total de 306.68 m<sup>2</sup> y una altura total de 14.34 m. Las alturas entre niveles son las siguientes: 2.52 m entre la planta baja-mezanine, 2.70 m en el segundo nivel, 3.06 m en los niveles tercero y cuarto, y 3.00 m en la terraza.

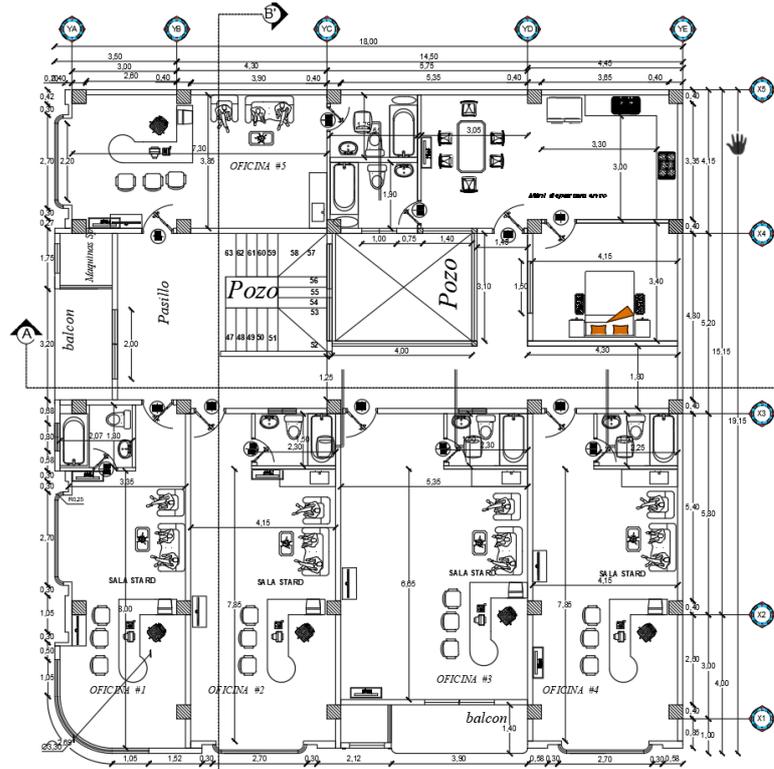
*Ilustración 1: Corte B-B*



Fuente: Adaptación basada en observación directa de los planos

La distribución en planta como se muestra en la Ilustración 2, sigue una modulación en la dirección Y-Y con las siguientes separaciones: 3.00 m entre los ejes YA-YB, 4.00 m entre YD-YE, 4.30 m entre YB-YC y 5.75 m entre YC-YD, respectivamente.

*Ilustración 2: Longitud de luces*



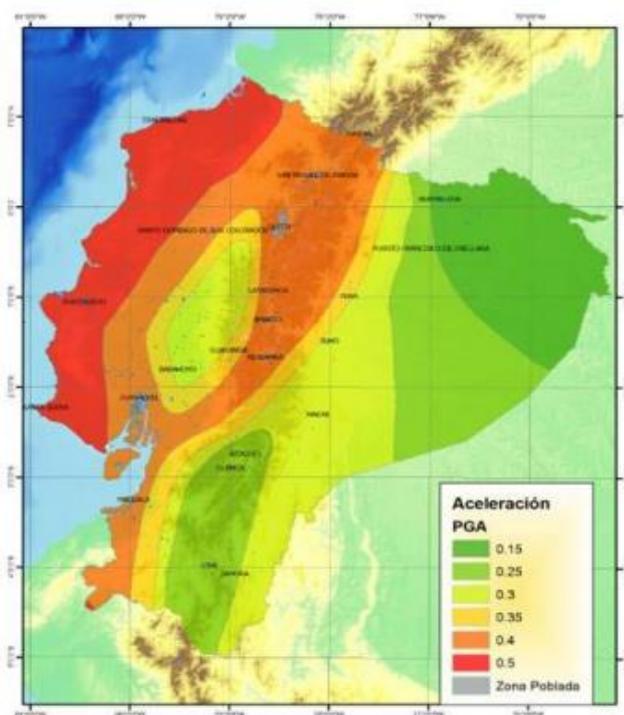
Fuente: Adaptación basada en observación directa de los planos

### 3.4.2. Caracterización del sitio

En la ciudad de Machala encontramos un estudio proporcionado por los autores Cabrera P., Ordoñez J., Carrión L. y Lima R. (Cabrera et al., 2020), donde predominan suelos clasificados como tipo D y E, los cuales se caracterizan por ser suelos blandos y cohesivos. ¿Para llevar a cabo el análisis estructural del modelo presentado, se considerará un suelo tipo E, que refleja las condiciones más críticas del lugar?

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), en su capítulo de "Diseño Sismo Resistente", determina que la ciudad de Machala se encuentra en una zona de alta actividad sísmica, lo que es común en toda la región costera del Ecuador. Con un factor sísmico zonal de  $z = 0.4$ , se procederá a seleccionar los parámetros adecuados para generar el espectro de respuesta sísmica y ejecutar el análisis dinámico espectral correspondiente.

Figura 5: Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z



Fuente: NEC - SE – DS

Tabla 4: Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	$\geq 0.50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Fuente: NEC - SE - DS

### 3.4.3. Detalles de las secciones de los elementos estructurales

#### 3.4.3.1. Especificaciones

Para el análisis estructural, se han considerado las siguientes características en cuanto a materiales, secciones, fuerzas y esfuerzos.

#### 3.4.3.2. Acero de Refuerzo

Las propiedades del acero de refuerzo, como el peso, el módulo de elasticidad y el límite de fluencia, han sido proporcionadas por los distribuidores de varilla corrugada en Machala. El límite de fluencia adoptado es  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , mientras que el módulo de elasticidad del acero es  $E_s = 2038901.92 \text{ kg/cm}^2$ .

### 3.4.3.3. Concreto

Para esta estructura de hormigón armado, la resistencia a la compresión del concreto es de  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  en todos los niveles y para lo que corresponde a la cimentación. El módulo de elasticidad del hormigón se calcula siguiendo las directrices del capítulo de "Estructuras de Hormigón Armado" de la NEC, mediante la fórmula:

$$E_c = 4.7 * \sqrt{f'c} \text{ (Mpa)}$$

En paralelo, el código ACI 318 define el módulo de elasticidad con la fórmula

$$E_c = 15100 * \sqrt{f'c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

*Tabla 5: Dimensiones de columnas*

<b>Edificio regular- Secciones de Columnas</b>		
Columnas cuadradas	0.45 x 0.45 m	Planta 1 - Mezanine, Planta 2
Columnas cuadradas	0.40 x 0.40 m	Planta 3, Planta 4
Columnas cuadradas	0.35 x 0.35 m	Planta 5 - Azotea

Fuente: Elaboración propia

*Tabla 6: Dimensiones de Vigas*

<b>Edificio regular- Secciones de Vigas</b>		
Viga rectangular	0.25 x 0.40 m	Diferentes ubicaciones
Viga rectangular	0.25 x 0.35 m	Diferentes ubicaciones
Viga rectangular	0.25 x 0.25 m	Diferentes ubicaciones

Fuente: Elaboración propia

*Tabla 7: Dimensiones de Losa*

<b>Edificio regular- Secciones de losa aligerada</b>		
<b>Espesor</b>	<b>Membrana</b>	<b>Niveles</b>
0.20 m	0.001 m	Planta 1 - Mezanine, Planta 2, Planta 3, Planta 4
0.25 m		Planta 5 - Azotea
0.15 m		Escalera

Fuente: Elaboración propia

### 3.4.4. Cimentación de la estructura

#### 3.4.4.1. Detalles constructivos

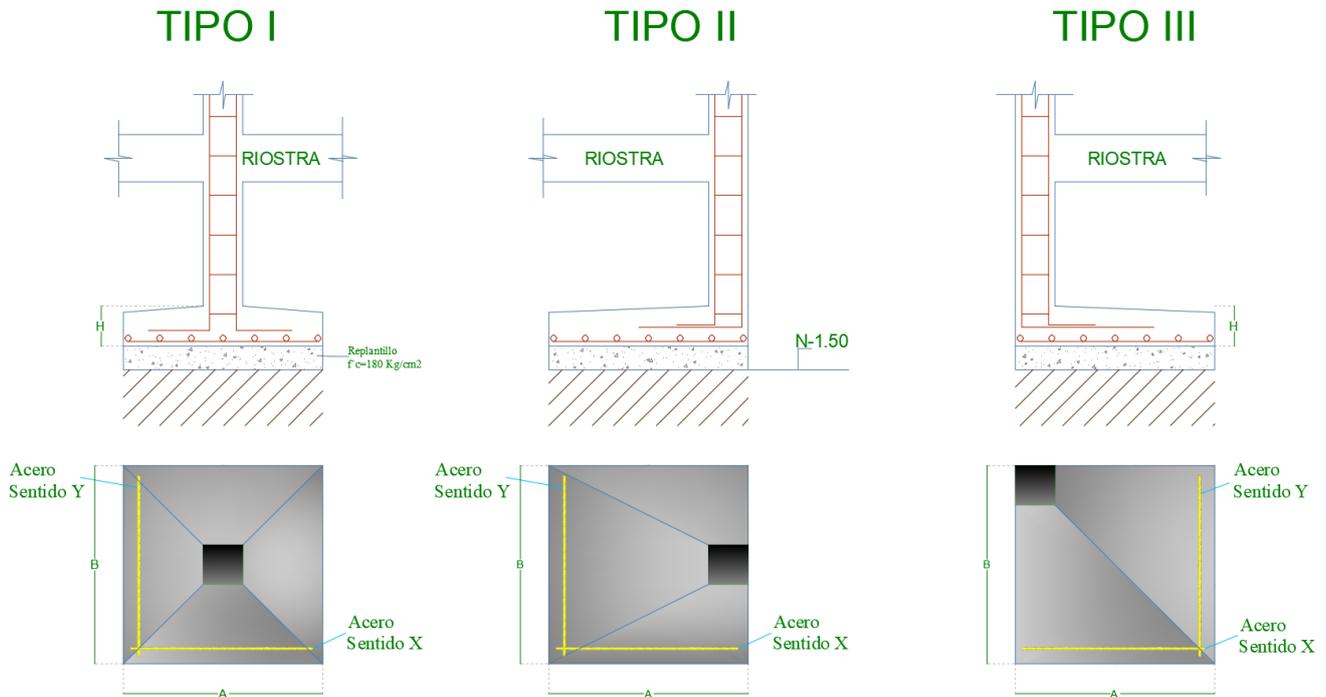
En la tabla 8, se indican los detalles de la armadura de refuerzo, como la dimensión, la cantidad, el diámetro y el espaciamiento de las cargas de acero longitudinales y transversales en cada zapata.

*Tabla 8: Detalles constructivos de la cimentación*

CUADRO DE LA CIMENTACIÓN					
CIMIENTO	DIMENSIÓN			ARMADURA	
	A (m)	B (m)	H (m)	SENTIDO X	SENTIDO Y
X1	1.30	15.00	0.35	Ø 12mm @ 15cm	Ø 12mm @ 15cm
X2-X3-X4	1.50	18.00	0.35	Ø 12mm @ 15cm	Ø 12mm @ 15cm
X5	1.30	18.00	0.35	Ø 12mm @ 15cm	Ø 12mm @ 15cm
YA	1.30	15.65	0.35	Ø 12mm @ 15cm	Ø 12mm @ 15cm
YB-YC-YD	1.50	18.65	0.35	Ø 12mm @ 15cm	Ø 12mm @ 15cm
YE	1.30	18.65	0.35	Ø 12mm @ 15cm	Ø 12mm @ 15cm

Fuente: Adaptación basada en observación directa de los planos

*Ilustración 3: Detalles constructivos de la cimentación*

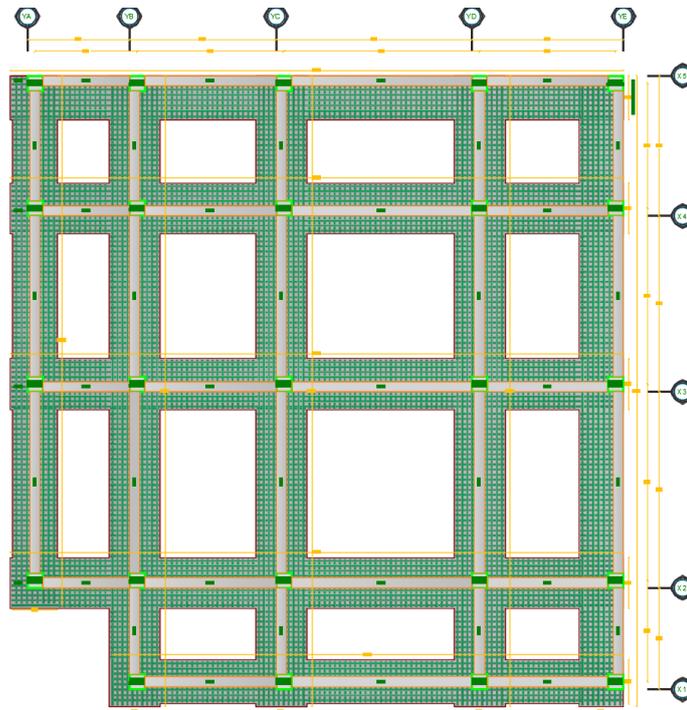


Fuente: Adaptación basada en observación directa de los planos

### 3.4.4.2. Plano en planta y secciones de la cimentación

En la ilustración 4, se presenta el diseño del plano de cimentación, que consiste en zapatas corridas alineadas estratégicamente bajo los pórticos principales. Estas zapatas están diseñadas para distribuir uniformemente las cargas transmitidas por los elementos estructurales del edificio hacia el terreno, garantizando una base sólida y estable.

*Ilustración 4: Plano de la cimentación en planta*



Fuente: Adaptación basada en observación directa de los planos

Además, contamos con diversas secciones que se encuentran descritas de manera detallada en la tabla 9. Estas secciones presentan los elementos específicos que se utilizan en la cimentación del proyecto, conforme a las especificaciones técnicas y constructivas indicadas en los planos.

*Tabla 9: Dimensiones de elementos de la cimentación*

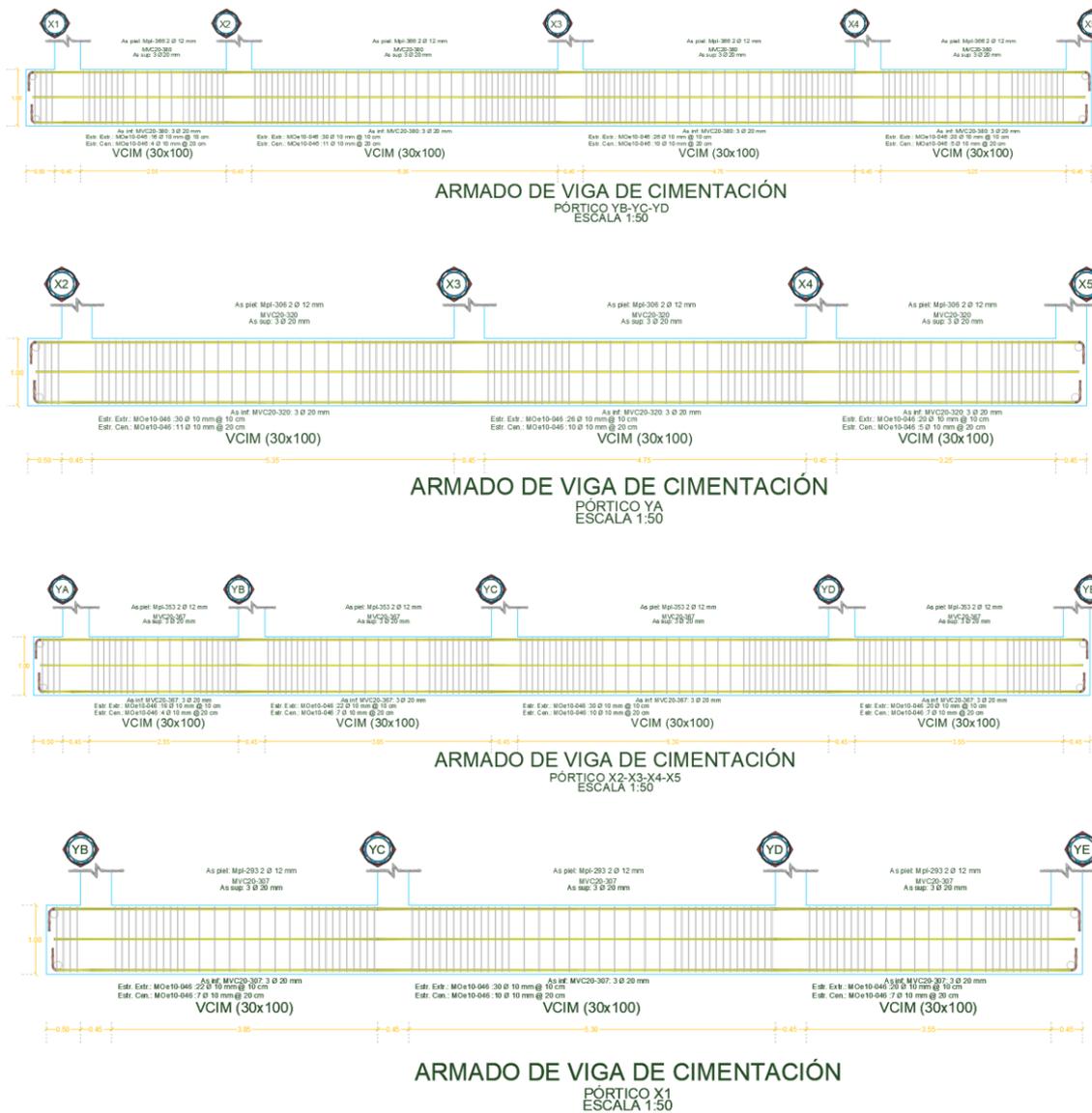
<b><i>Cimentación - Secciones del plano</i></b>		
Viga rectangular	0.30 x 1.00 m	En toda la cimentación
Zapata Eje A y E	B: 1.30 m	Dirección Y
Zapata Eje B, C y D	B: 1.50 m	
Zapata Eje 1 y 5	B: 1.30 m	Dirección X
Zapata Eje 2, 3 y 4	B: 1.50 m	

Fuente: Elaboración propia

### 3.4.4.3. Armado de viga de cimentación

En la siguiente ilustración 3 se presentará el armado de las vigas de cimentación donde incluye barras longitudinales superiores e inferiores que resisten tracción, y estribos distribuidos a lo largo de la viga para controlar el refuerzo de corte y proporcionar confinamiento. Las barras longitudinales, de mayor diámetro en la base, se anclan adecuadamente en las zapatas para asegurar una transferencia efectiva de carga. Los estribos, generalmente de menor diámetro, están espaciados más cerca en los extremos y más alejados en la sección media según el diseño. Todo el armado debe cumplir con el recubrimiento mínimo de concreto, que previene la corrosión y garantiza la durabilidad estructural.

*Ilustración 5: Armado de viga de cimentación*



Fuente: Adaptación basada en observación directa de los planos

### 3.4.5. Métodos teóricos con los materiales utilizados

#### 3.4.5.1. Propiedades y estudio del suelo

De acuerdo con los resultados obtenidos en los sondeos del estudio de suelos proporcionados por el ingeniero responsable, se identificó material arcilloso con plasticidad media a una profundidad de 2 metros y arcillas plásticas con consistencia media a 3 metros. Estas arcillas presentan una humedad moderada, influenciada por el nivel freático ubicado a 1.7 metros de profundidad respecto al suelo natural. Bajo estas condiciones, el suelo se clasifica como arcilloso firme debido a la presencia de limos y arena, con una resistencia a la compresión simple ( $q_u$ ) de  $0.40 \text{ kg/cm}^2$ .

Con base en estos parámetros, se determinó que la capacidad admisible del suelo natural es de  $6.9 \text{ Ton/m}^2$ , calculada mediante el método de Terzaghi. Además, conforme a lo establecido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el perfil del suelo se clasifica como tipo "E", según lo indicado en la Tabla 10.

*Tabla 10: Perfil de suelo tipo E*

Tipo de perfil	Descripción	Definición
E	Perfil que cumple el criterio de velocidad de la onda cortante, 0	$V_s < 180 \text{ m/s}$
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas.	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u \leq 50 \text{ kPa}$

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

Al determinar el tipo de suelo, es posible identificar los coeficientes correspondientes tales como el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto ( $F_d$ ), el coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elásticos de respuesta de desplazamiento para diseño en roca ( $F_d$ ) y el coeficiente que refleja comportamiento no lineal de los suelos ( $F_s$ ). Estos valores se calculan teniendo en cuenta la zona sísmica correspondiente a la norma NEC.

*Tabla 11: Tipo de suelo y Factores de sitio Fa*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
B	1	1	1	1	1	1
C	1.40	1.30	1.25	1.23	1.20	1.18
D	1.60	1.40	1.30	1.25	1.20	1.12
E	1.80	1.40	1.25	1.10	1.00	0.85

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

*Tabla 12: Tipo de suelo y Factores de sitio Fd*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
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	1.70	1.65	1.60	1.50

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

*Tabla 13: Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y Factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.40
E	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	2.00

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

### 3.4.6. Modelado inicial de la estructura en un software de análisis estructural

#### 3.4.6.1. Distribución de cargas

En el modelo estructural propuesto, se ha asignado las cargas muertas y vivas conforme a lo estipulado en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), tomando en cuenta el uso y ocupación del edificio, tal como se detalla en las **tablas 13 y 14**. A continuación, se describen las principales características:

- **Cargas Muertas:** Estas cargas uniformes varían según el peso propio de los elementos estructurales, incluyendo componentes adicionales como paredes, losa aligerada, acabados y la instalación de sistemas de otras ingenierías desde el piso 1 al 4. En la azotea, se añade la carga de los 4 tanques de agua y el peso de la cubierta considerada como carga puntual.
- **Cargas Vivas:** Las magnitudes de las cargas vivas asignadas dependen del uso de los distintos espacios dentro de la edificación, tales como oficinas, áreas comerciales o residenciales, asegurando que los valores sean acordes a los requerimientos normativos de la NEC.

*Tabla 14: Cargas Uniformes dentro de la Estructura*

Ubicación	Carga Viva (Lived)	Carga Muerta (SC)
Planta 1 - Mezanine	250 kg/m <sup>2</sup>	695 kg/m <sup>2</sup>
Planta 2	200 kg/m <sup>2</sup>	
Planta 3	250 kg/m <sup>2</sup>	
Planta 4	200 kg/m <sup>2</sup>	
Planta 5 - Azotea	280 kg/m <sup>2</sup>	470 kg/m <sup>2</sup>
Escaleras	480 kg/m <sup>2</sup>	100 kg/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

*Tabla 15: Carga Puntual dentro de la Estructura (Azotea)*

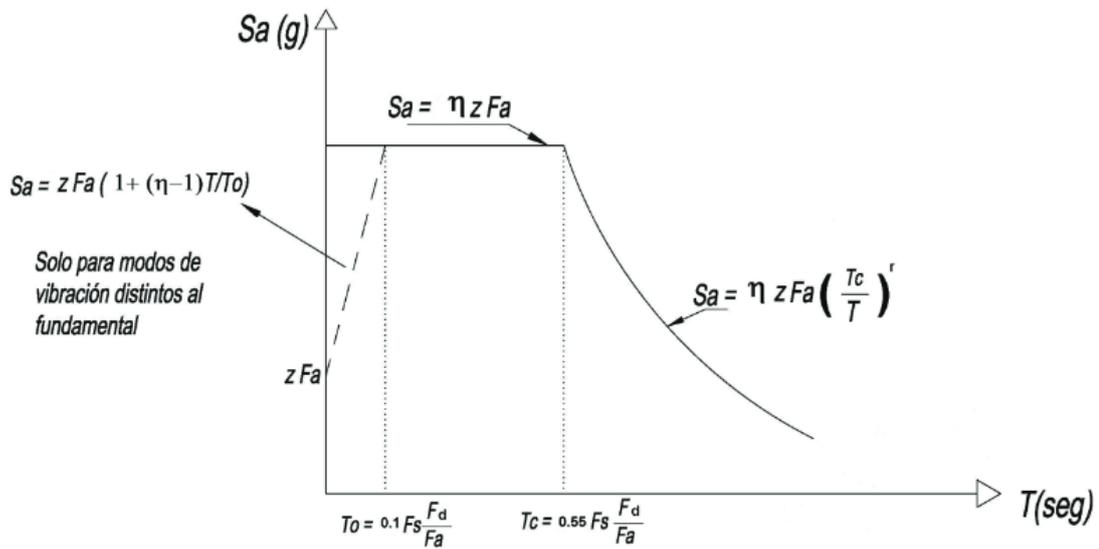
Ubicación	Carga Muerta (SC)
Planta 5 - Azotea	150 kg

Fuente: Elaboración propia

### 3.4.6.2. Espectro de diseño de la estructura

Con los valores del factor de zona sísmica ( $z$ ), el tipo de suelo del sitio de emplazamiento de la estructura y con los coeficientes de amplificación del suelo ( $F_a, F_d, F_s$ ) se realiza el espectro elástico de diseño como se ilustra en la figura 6.

Figura 6: Configuración del espectro elástico de diseño



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

Donde:

$\eta$  = Razón entre la aceleración espectral y el PGA para el periodo 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, que obedece a una fracción de amortiguamiento respecto al crítico de 5%, se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, válidas para períodos de vibración estructural  $T$  pertenecientes a dos rangos:

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

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

- **Periodos límites de vibración**

Estos periodos influye en toda la estructura mediante un parámetro en el cual se conoce si está actuando dentro de la meseta de aceleraciones en el espectro de diseño en ambas direcciones (X,Y).

$$T_0 = 0,1 \cdot F_s \left( \frac{F_d}{F_a} \right)$$

$$T_c = 0,55 \cdot F_s \left( \frac{F_d}{F_a} \right)$$

- **Factor exponencial “r”**

Es un parámetro clave que ajusta la respuesta sísmica en función de la ubicación geográfica del proyecto y las condiciones del suelo en el sitio. Este factor modifica la forma del espectro sísmico para reflejar cómo las características del suelo y la actividad sísmica de la zona afectan el comportamiento estructural, y se emplean los siguientes valores:

**$r = 1$**             Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E

**$r = 1.50$**         Para tipo de suelo E

- **Relación de amplificación espectral “ $\eta$ ”**

Representan la proporción entre la aceleración espectral en superficie y la aceleración sísmica de referencia en roca  $\eta = S_a/Z$ , y varían según la ubicación geográfica del proyecto. Permite ajustar las aceleraciones espectrales en función de las condiciones locales del suelo y la zona sísmica donde se desarrollará el proyecto, y se clasifican de la siguiente manera:

**$\eta = 1.8$**             Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)

$\eta = 2.48$  Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos

$\eta = 2.6$  Provincias del Oriente

- **Categoría y coeficiente de importancia I**

Este coeficiente se lo emplea en el diseño estructural para ajustar las cargas sísmicas de acuerdo con la clasificación de las edificaciones, según su función y el riesgo asociado en casos de fallos estructurales por lo que a mayor importancia tendrá un coeficiente más alto.

*Tabla 16: Tipo de uso, destino e importancia de la estructura.*

<b>Categoría</b>	<b>Tipo de uso, destino e importancia</b>	<b>Coeficiente I</b>
<b>Edificaciones esenciales</b>	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.50
<b>Estructuras de ocupación especial</b>	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.	1.30
<b>Otras estructuras</b>	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1.00

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

### - **Cortante basal de diseño**

Se refiere a la fuerza cortante total que actúa en la base de una estructura que resulta de las fuerzas inerciales generadas por las cargas laterales como las provocadas por sismos de diseño o sin reducción.

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

Donde:

$S_a(T_a)$  Espectro de diseño en aceleración

$\phi_P$  y  $\phi_E$  Coeficientes de 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

$T_a$  Período de vibración

Es importante considerar que este valor debe cumplir ciertos requisitos en relación con el cortante basal obtenido por métodos de análisis dinámicos:

- Para estructuras regulares, el cortante dinámico total debe ser menor al 80% del cortante basal V obtenido por el método estático.
- Para estructuras irregulares, este valor no debe ser menor al 85% del cortante basal V obtenido por el método estático.

### - **Verificación del periodo – Método 1**

La verificación del periodo garantiza que su valor cumpla con los límites establecidos por la normativa y sea coherente con las propiedades geométricas y materiales de la estructura. Para ello, se aplicará el método 1 de la NEC, utilizando los datos proporcionados en la tabla 17.

$$T = C_t * h^{\alpha_n}$$

Donde:

$C_t$  Coeficiente que depende del tipo de edificio.

$h$  Altura máxima de la edificación de n pisos, medido desde la base de la estructura, en metros.

$T$  Periodo de vibración.

*Tabla 17: Coeficientes para la determinación del periodo de vibración T*

Tipo de estructura	$C_t$	$\alpha$
<b>Pórticos especiales de hormigón armado</b>		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores	0.055	0.9
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros estructurales y mampostería estructural	0.055	0.75

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

### 3.4.6.3. Derivas máximas inelástica permisibles de piso

Las derivas de piso representan la diferencia relativa de desplazamiento entre dos pisos consecutivos, dividida por la altura que los separa. Es fundamental identificar la deriva máxima en cada piso, ya que debe cumplir con los límites de deriva inelástica establecidos en la tabla 18, los cuales se expresan como un porcentaje de la altura del piso.

$$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$$

Donde:

$\Delta_M$  Deriva máxima inelástica

$\Delta_E$  Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

$R$  Factor de reducción de resistencia

*Tabla 18: Coeficientes para la determinación del periodo de vibración T*

Estructuras de:	$\Delta_M$ 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

### 3.4.6.4. Combinaciones por resistencia ultima

Las combinaciones empleadas consideran las combinaciones por resistencia ultima establecidas por la NEC, integrando tanto el peso propio de la estructura y la sobrecarga para la carga muerta, como la carga viva y las fuerzas sísmicas en ambas direcciones (positiva y negativa). Para este caso de estudio, se emplea una ecuación de servicio que facilita la exportación de estas cargas para optimizar el modelado de la cimentación.

<b>Combinación 1</b>	1,4 (Dead)
<b>Combinación 2</b>	1,2 (Dead) + 1,6 (Live)
<b>Combinación 3</b>	1,2 (Dead) + (Live) $\pm$ ( <i>Sismo X</i> )
<b>Combinación 4</b>	1,2 (Dead) + (Live) $\pm$ ( <i>Sismo Y</i> )
<b>Combinación 5</b>	0.9 (Dead) $\pm$ ( <i>Sismo X</i> )
<b>Combinación 6</b>	0.9 (Dead) $\pm$ ( <i>Sismo Y</i> )

#### **3.4.6.5. Combinaciones por servicio**

Las combinaciones de carga por servicio permiten evaluar el comportamiento de la cimentación superficial bajo condiciones normales. Estas incluyen la carga muerta, correspondiente al peso propio de la estructura; la carga viva, asociada al uso y ocupación; y los efectos del sismo de diseño aplicado. Al aplicar dichas combinaciones, se verifica que los asentamientos y esfuerzos en el suelo no excedan los límites permisibles, garantizando un diseño seguro y eficiente, en cumplimiento con normativas vigentes como la NEC y el ACI 318.

<b>Combinación 1</b>	(Dead) + (Live)
<b>Combinación 2</b>	(Dead) + (Live) + ( <i>Sismo X</i> )
<b>Combinación 3</b>	(Dead) + (Live) + ( <i>Sismo Y</i> )

#### **3.4.7. Modelado de la cimentación en un software de análisis estructural para cimentaciones**

##### **3.4.7.1. Clasificación de cimentaciones**

La cimentación o subestructura tiene la función principal de transferir adecuadamente al subsuelo las siguientes cargas; vivas, muertas, sísmicas sostenidas por el edificio y sísmicas impartidas por el suelo. Además, debe ubicarse y desplantarse sobre materiales que favorezcan la resistencia al corte, un buen desempeño de asentamientos generados de la estructura al subsuelo, mantener la resistencia por debajo de los estados límites de falla y de servicio en su diseño.

Por otra parte, la NEC clasifica las cimentaciones como superficiales o en profundas, si se cumple la relación mostrada en las ecuaciones E-1 y E-2, teniendo como base la naturaleza y cargas transmitidas de la edificación, resultados de laboratorio para conocer

las condiciones del suelo, metodologías empleadas para el cálculo de la capacidad admisible y su costo que representan las diversas alternativas estudiadas.

$$\frac{D_f}{B} \leq 4 \quad \text{Cimentación superficial (E-1)}$$

$$\frac{D_f}{B} > 4 \quad \text{Cimentación profunda (E-2)}$$

Donde:

$D_f$  Profundidad de desplante

$B$  Ancho de la cimentación

### 3.4.7.2. Estados límites de colapso: capacidad portante y factor de seguridad indirecto (FSI)

La resistencia última del suelo, o su capacidad para soportar esfuerzos de corte en el momento de falla, debe evaluarse mediante métodos que empleen la teoría plástica o el análisis de equilibrio límite. Este análisis debe incluir todos los modos posibles de falla del suelo, tales como el plano de falla general, el plano de falla local y el fenómeno de falla por punzonamiento. Cualquiera que sea la metodología aplicada bajo el enfoque de resistencia al corte, se deben aplicar Factores de Seguridad Indirecta Mínimos (FSIM) recomendados como indica la tabla 19.

*Tabla 19: Factores de Seguridad Indirectos Mínimos (F.S.I.M)*

Condición	F.S.I.M. Admisible
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño pseudo estático	1.5

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Geotécnica y Cimentaciones.

### 3.4.7.3. Capacidad de carga en suelos estratificados: capa de suelo resistente sobre capa de suelo menos resistente.

Se utilizarán las capacidades de carga últimas de la cimentación según el mejoramiento propuesto en los planos, que incluye: un replantillo (suelo de fundación), una capa de lastre (mezcla de arena y grava de hasta 2") y piedra bola, con una profundidad total de

1.60 m de mejoramiento, complementada por 1 m de suelo natural. Asimismo, se considerará el ángulo de fricción interna de ambos estratos para determinar los factores de capacidad de carga, de acuerdo con la teoría de Meyerhof, tal como se presenta en la tabla 20.

*Tabla 20: Propiedades de los estratos de suelo superior e inferior*

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Fuente: Libro de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 7ma Edición - Braja M. Das.

Con los valores de la tabla mencionada, se emplea las siguientes ecuaciones:

$$q = y_1 D_f$$

$$q_U = q_t = c'_1 N_{C(1)} + q N_{q(1)} + \frac{1}{2} y_1 B N_{\gamma(1)}$$

$$q_1 = C'_1 N_{C(1)} + \frac{1}{2} y_1 B N_{\gamma(1)}$$

$$q_2 = C'_1 N_{C(2)} + \frac{1}{2} y_1 B N_{\gamma(2)}$$

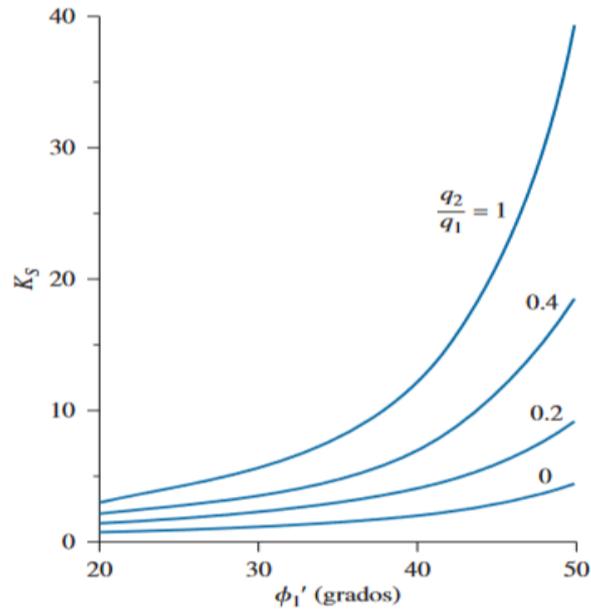
Donde:

$N_{C(1)}, N_{\gamma(1)}$  = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción  $\phi'_1$

$N_{C(2)}, N_{\gamma(2)}$  = factores de capacidad de carga para el ángulo de fricción  $\phi'_2$

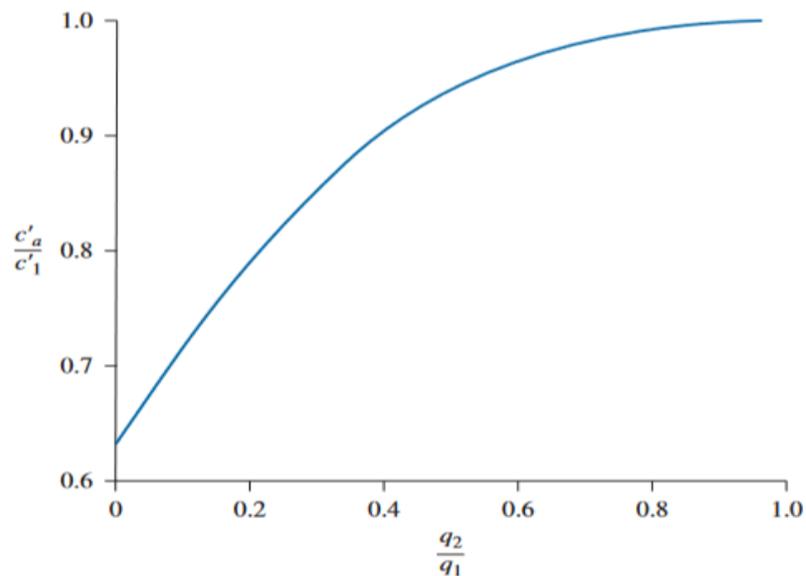
Tomar en cuenta que para que se considere el estrato superior corresponde a un suelo más fuerte que el inferior  $q_2/q_1$  debe ser menor a 1. Con esto mencionado se busca la variación de  $k_s$  y  $c'_a$  a partir de las siguientes **figuras 7 y 8**.

*Figura 7: Coeficiente de corte por punzonamiento  $K_s$  según Meyerhof y Hanna.*



Fuente: Libro de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 7ma Edición - Braja M. Das.

*Figura 8: Coeficiente variación de  $c'_a/c'_1$  con  $q_2/q_1$*



Fuente: Libro de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 7ma Edición - Braja M. Das

Para una zapata corrida se emplea la siguiente ecuación con la finalidad de encontrar la carga última que ejercen ambos estratos, y para la carga admisible se emplea un factor de seguridad de 3.

$$q_U = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \cdot \left(1 + \frac{2Df}{H}\right) \cdot \frac{k_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t$$

Donde:

$q_U$  = Capacidad de carga última del suelo

$q_b$  = Capacidad de carga del estrato inferior de suelo

$B$  = Ancho de la cimentación

$H$  = Profundidad

$K_s$  = Coeficiente de corte por punzonamiento

$c'_a$  = Fuerza adhesiva

$\gamma_1$  = Peso específico del suelo superior

$\phi'_1$  = Ángulo de fricción del suelo superior

Los valores de los factores se determinan en función a las propiedades del suelo evaluadas en el estudio geotécnico, con la finalidad de garantizar que la cimentación sea capaz de soportar las cargas aplicadas sin alcanzar su capacidad última de carga, asegurando así la estabilidad y seguridad de la estructura.

#### **3.4.7.4. Coeficiente de balasto en cimentaciones superficiales**

También como módulo de reacción del suelo, este coeficiente es un parámetro esencial en el diseño de cimentaciones superficiales, representa la relación entre la presión ejercida sobre el suelo y la deformación que dicha presión provoca. En otras palabras, mide la capacidad del suelo para resistir el asentamiento bajo cargas verticales.

*Tabla 21: Valores comunes de la reacción de la subrasante de acuerdo al suelo*

Tipo de suelo	$k_{0.3}(k_1)$ MN/m <sup>3</sup>
Arena seca o húmeda	
Suelta	8-25
Media	25-125
Densa	125-375
Arena saturada:	
Suelta	10-15
Media	35-40
Densa	130-150
Arcilla:	
Rígida	10-25
Muy rígida	25-50
Dura	>50

Fuente: Libro de Fundamentos de ingeniería de cimentaciones, 7ma Edición - Braja M.

Das

En la tabla se presentan los rangos de coeficientes correspondientes a distintos tipos de suelo, lo cual facilita la estimación del valor adecuado para el terreno sometido a cargas continuas transmitidas a través de la cimentación. Dado que las zapatas corridas sostienen estructuras largas, como muros o líneas de columnas, el uso del coeficiente de balasto permite calcular asentamientos diferenciales y garantiza que el diseño preserve la estabilidad estructural y funcional de la construcción.

### **3.4.7.5. Asentamientos de acuerdo al estado límite de servicio**

Son límites de desplazamiento vertical en una cimentación representan la tolerancia que puede soportar sin comprometer la estabilidad, funcionalidad y seguridad de la estructura. Estos límites están determinados por el tipo de estructura, las condiciones del suelo y la normativa NEC, la cual califica el asentamiento total en tres tipos: asentamientos inmediatos, asentamientos por consolidación (primaria y secundaria) y asentamientos inducidos por sismos.

Los asentamientos permisibles corresponden a los valores promedio totales que puede experimentar una cimentación a lo largo de 25 años, bajo los siguientes criterios:

3. Se considera las cargas muertas en servicio y 50% de las cargas vivas máximas.
4. Para construcciones aisladas, el límite es de 20 cm.
5. Para construcciones entre medianeros, el límite es de 10 cm.

Además, los valores máximos de asentamiento se determinan en función de la distancia entre apoyos o columnas (L) de acuerdo a la siguiente tabla 22.

Tabla 22: Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función  $L$ .

Tipo de construcción	$\Delta_{\max}$
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{L}{1000}$
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	$\frac{L}{500}$
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{L}{300}$
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	$\frac{L}{160}$

Fuente: Norma Ecuatoriana de la Construcción – Peligro sísmico – Geotécnica y Cimentaciones.

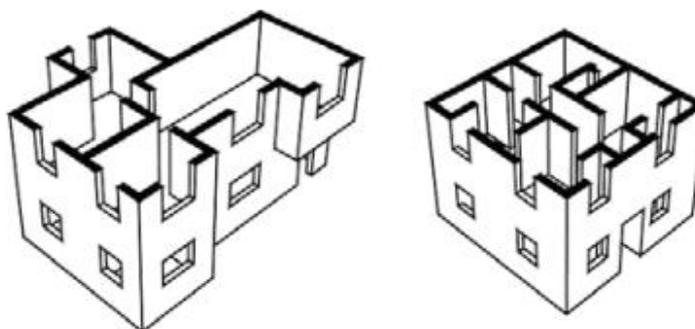
### 3.4.8. Incorporación del muro estructural en software de análisis estructural

El análisis se centrará en evaluar el impacto de la incorporación de muros estructurales en un edificio con el objetivo de reducir las derivas en cada piso. Las derivas inter-piso representan los desplazamientos relativos entre un nivel y el siguiente, y son un factor clave en la estabilidad y el comportamiento dinámico de las estructuras, especialmente bajo cargas sísmicas o de viento.

#### 3.4.8.1. Disposición de muros portantes

Las viviendas con muros portantes en su estructura pueden colocar en planta de muros en dos direcciones ortogonales o aproximadamente ortogonales, de modo que la longitud de los muros en ambas direcciones debe ser igual, como se muestra en la Figura 10.

Figura 9: Planteamiento regular en edificaciones.



Fuente: (NEC Vivienda, 2015)

Estos muros se distribuyen en puntos donde la rigidez adicional contribuirá a reducir los desplazamientos laterales de cada nivel, fortaleciendo la respuesta lateral de la estructura. Se seleccionan las dimensiones y características de los muros en función de los planos estructurales iniciales y de los objetivos de rigidez necesarios para cumplir con los límites de deriva estipulados en las normativas de diseño.

Para los sistemas con muros portantes de hormigón armado se pueden admitir aberturas si se cumple:

- El área de las aberturas dispuestas en los muros para colocar puertas y ventanas no debe superar el 35 % del área del muro.
- La distancia mínima entre dos aberturas y entre una abertura y el extremo del muro debe ser al menos de 50 cm y en todo caso debe ser mayor que la mitad de la dimensión menor de la abertura.

*Tabla 23: Disposición de aberturas en un muro*

Área Total, $A_T = L_t$	
Área de Pared $> 65\% A_T$	Área de Aberturas $< 35\% A_T$
Dónde:	
$A_T$	Área del muro
$L$	Longitud del muro
$t$	Espesor del muro

Fuente: (NEC Vivienda, 2015)

### **3.4.8.2. Análisis comparativo de derivas**

Con el modelo modificado, se ejecuta un análisis de la estructura para comparar las derivas de cada piso antes y después de la incorporación de los muros. Este análisis se enfoca en medir la eficacia de los muros estructurales para limitar los desplazamientos relativos, observando la reducción en las derivas inter-piso y evaluando si se cumple con los requisitos normativos.

### **3.4.9. Modelado de cargas modificadas en un software de análisis estructural para cimentaciones**

Una vez incorporados los muros estructurales en el modelo del edificio, se calcula la distribución de cargas actualizada y se transfiere al software para realizar un análisis detallado de la cimentación. Este análisis permitirá verificar si la cimentación existente

es capaz de soportar el incremento en las cargas verticales y de momentos flectores, especialmente en áreas donde se han añadido los muros, que tienden a concentrar mayores fuerzas.

### 3.4.9.1. Requisitos mínimos para cimentación de muros portantes

Las dimensiones y el refuerzo de los cimientos se presentan en la Figura 11 de acuerdo al diseño que es en función de la capacidad portante del suelo y su verificación estructural, en la cual el nivel inferior de las riostras de cimentación deberá estar a una profundidad mínima de 500 mm por debajo del nivel de acabado de la planta baja o de acuerdo a lo especificado por el estudio de suelos.

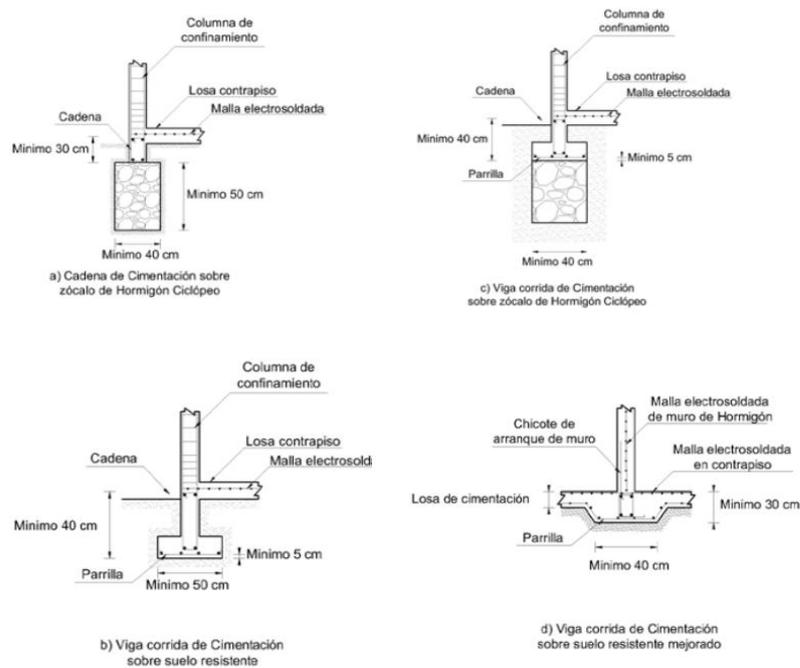
*Figura 10: Dimensiones y refuerzos mínimos de la cimentación corrida.*

Cimentación corrida	Un piso	Dos pisos	Resistencia Mínima	
			Acero Refuerzo	Hormigón
			$f_y$ (MPa)	$f'_c$ (MPa)
Ancho	250 mm	300 mm	* 420 (barra corrugada)	18
Altura	200 mm	300 mm		
Acero longitudinal	4 $\phi$ 10* mm	4 $\phi$ 12* mm		
Estribos	$\phi$ 8* mm @ 200mm	$\phi$ 8* mm @ 200mm		
Acero para anclaje de muros	10* mm	10* mm		

Fuente: (NEC Vivienda, 2015)

Para los muros portantes hay que prever el anclaje al sistema de riostras de cimentación, con refuerzo de acero como pasadores tipo espigos o insertos, chicotes de anclaje que cumpla con la longitud de desarrollo establecida en la ACI 318. En edificios de más de dos pisos su diseño de riostras de cimentación deberá realizarse según el estudio geotécnico y estructural, en la Figura 12 se muestra diversos tipos de detalle de una cimentación empleada en los muros portantes.

*Figura 11: Tipos de cimentación en muros portantes*



Fuente: (NEC Vivienda, 2015)

### 3.4.9.2. Verificación de la capacidad portante del suelo

Con los valores de carga modificados, se evalúa la capacidad portante del suelo en los puntos de contacto de la cimentación, considerando que el aumento de peso puede inducir asentamientos adicionales. Se verifica también si el suelo cumple con los límites de presión admisible bajo las nuevas condiciones. En caso de que el aumento de carga supere la capacidad portante del suelo, se considerarán alternativas de refuerzo de la cimentación o técnicas de mejora del suelo.

### 3.4.9.3. Análisis de asentamientos diferenciales

La reevaluación de la cimentación también incluye el análisis de posibles asentamientos diferenciales debido a la carga adicional generada por los muros estructurales. Permitiendo observar cómo estos cambios en la distribución de carga pueden afectar la uniformidad del asentamiento, evaluando si el sistema de cimentación puede mantener la estabilidad y evitar deformaciones que afecten la superestructura.

### 3.4.10. Reevaluación de la cimentación en un software de análisis estructural para cimentaciones

Se abordará la reevaluación de la cimentación del edificio tras la incorporación de muros estructurales, los cuales generan un incremento en la rigidez y peso total de la estructura. Dado que los muros estructurales no solo afectan la respuesta lateral del edificio, sino que

también modifican la distribución y magnitud de las cargas verticales transmitidas al suelo, es necesario verificar la capacidad de la cimentación existente y, si es necesario, proponer modificaciones para adaptarse a las nuevas condiciones de carga.

Para asegurar que la cimentación cumpla con los requisitos establecidos, se aplicarán los controles correspondientes según lo indicado en la ACI 318-19:

- **Refuerzo longitudinal**

Se determina el momento máximo aplicado en la cimentación y, con base en este resultado, se evalúan las secciones para asegurar que cumplan con el peralte mínimo. Además, se verifica que el área de acero ( $A_s$ ) sea suficiente para cumplir con los requisitos de acero necesarios, garantizando la resistencia de la sección. Finalmente, se comprueba que la cuantía obtenida para el área de acero, cumpla con los controles estipulados por el ACI, asegurando así los estándares de seguridad y durabilidad.

Las cuantías mínimas deben calcularse conforme a la NEC de Hormigón Armado, la cual establece que se debe considerar el mayor valor obtenido de las siguientes ecuaciones.

$$\rho_{min1} = \frac{1,4}{F_y} \qquad \rho_{min2} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4F_y}$$

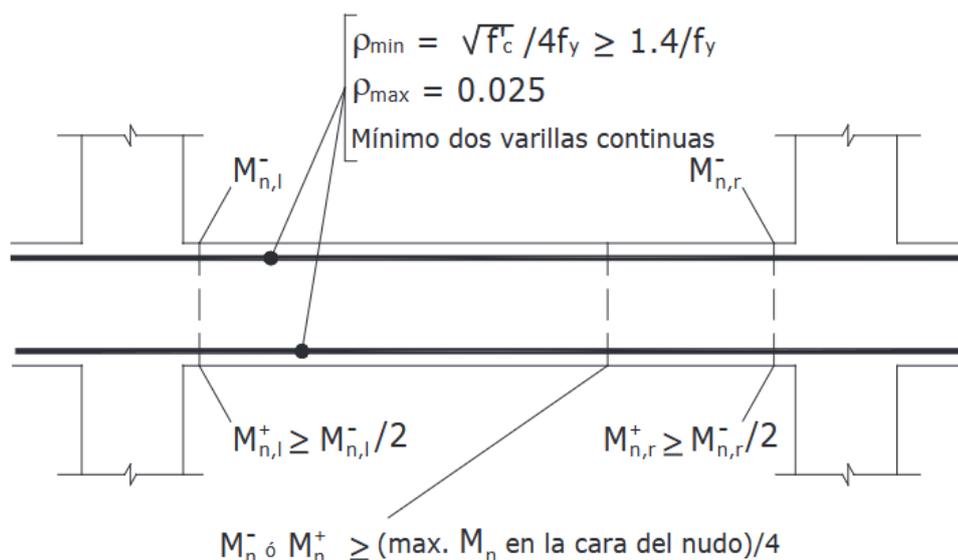
Por otro lado, la **cuantía máxima** deberá determinarse según lo estipulado en la norma NEC de Geotecnia y Cimentaciones, que, al igual que las normas internacionales como ACI 318 y AASHTO LRFD, regula los límites del refuerzo para evitar el sobre reforzamiento y garantizar un comportamiento estructural seguro y eficiente.

Para el cálculo de acero en vigas, la cuantía máxima a utilizar en base a las normas mencionadas será:

$$(\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b)$$

- En la norma **ACI 318**, la cuantía máxima está restringida al 75% de la cuantía balanceada para garantizar un comportamiento dúctil. Esto asegura que el acero fluya antes de que el concreto se aplaste.
- En la norma **NEC – Hormigón Armado**, la cuantía máxima se define de manera similar a la del **ACI**, adoptando los principios de diseño que limitan el refuerzo para garantizar que no se sobrepase la cuantía balanceada, especialmente en elementos de cimentación como zapatas y vigas como se muestra en la figura 12. El enfoque se adapta a las condiciones geotécnicas locales para evitar asentamientos diferenciales y garantizar la compatibilidad estructural.

Figura 12: Tipos de cimentación en muros portantes



Fuente: (NEC Hormigón Armado, 2015)

La **cuantía balanceada** “ $\rho_b$ ” se define como la proporción entre el área de acero de refuerzo y el área de concreto efectivo en una sección estructural, bajo la condición de que el acero alcance su fluencia ( $f_y$ ) y el concreto su esfuerzo máximo de compresión ( $0,85 \cdot f'_c$ ) de manera simultánea. Este estado corresponde al límite teórico de diseño en el que ambos materiales alcanzan su capacidad máxima. La fórmula para calcular  $\rho_b$  incluye factores como  $\beta_1$ , que depende de la resistencia del concreto, y el módulo de elasticidad del acero. Según la normativa ACI 318, se utiliza la expresión:

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{6000 + f_y}$$

La cual asegura que la sección sea suficientemente resistente sin comprometer la ductilidad. Para garantizar un comportamiento dúctil y evitar fallas frágiles.

#### - Módulo de ruptura

Se indica que el módulo de ruptura del concreto debe ser calculado utilizando la siguiente fórmula:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c}$$

El factor de modificación  $\lambda$  tendrá un valor de 1.0, lo que lo clasifica como concreto de peso normal.

### - **Control de agrietamiento**

En esta sección, se evalúa la sección para determinar si el momento máximo de diseño es superior al momento de agrietamiento proporcionado por la fórmula, ya que este último nos indica la cantidad mínima de acero requerida.

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{y_t}$$

#### **3.4.11. Propuesta de refuerzo o rediseño de la cimentación**

Si los análisis indican que la cimentación existente no es adecuada para soportar las nuevas condiciones de carga, se procederá a diseñar un refuerzo o rediseño de la viga de cimentación. Las alternativas pueden incluir zapatas con mayor espesor, ampliación de la cimentación o aumentar la sección de la viga en zonas requeridas. El objetivo es garantizar que la cimentación mantenga la integridad estructural del edificio bajo el nuevo esquema de cargas generado por la incorporación de los muros estructurales.

### **3.5. Técnicas para el procesamiento de los datos obtenidos**

#### **3.5.1. Verificación de los planos estructurales con la edificación construida.**

Esta sección consiste en una inspección comparativa entre los planos arquitectónicos y estructurales proporcionados ante las características físicas actuales de la edificación en la cual se revisará aspectos estructurales como las dimensiones de vigas, columnas y losas mediante la toma de mediciones directas y cortejarlas con los planos. De tal manera, que se garantiza tener un modelo digital que refleje adecuadamente las condiciones reales de la estructura.

#### **3.5.2. Presentación y documentación de resultados**

Los datos obtenidos del proceso de modelado y verificación en la cual, constan del análisis de la estructura y la cimentación antes y después de la incorporación del muro estructural. Esto mediante gráficos, diagramas y tablas que resuman los resultados más relevantes para facilitar la interpretación de los datos permitiendo así, identificar la viabilidad del cambio estructural propuesto para otros proyectos semejantes.

## 4. CAPITULO IV: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

### 4.1. Análisis e interpretación de la edificación original

#### 4.1.1. Análisis de espectro de diseño

La normativa NEC define el espectro de respuesta utilizado en el diseño sísmico de estructuras como una relación estandarizada entre las aceleraciones sísmicas y los períodos de vibración, considerando las características del suelo y las condiciones sísmicas de la región. Los valores empleados para este análisis de espectro elástico se detallan en la tabla 24.

*Tabla 24: Coeficientes aplicados en el espectro de diseño elástico*

Coeficientes Sísmicos del suelo tipo E – Zona V		
Descripción		Valor
Aceleración máxima en roca	z	0.40
Relación de amplificación espectral	n	1.80
Factor exponencial	r	1.50
Amplificación de suelo en la zona de periodo corto	Fa	1.00
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamiento para diseño en roca.	Fd	1.60
Comportamiento no lineal de los suelos.	Fs	1.90

Fuente: Elaboración propia

Siguiendo las fórmulas descritas en el apartado 3.5.2.2 de la NEC, se utiliza la ecuación de cortante basal, junto con los datos de la tabla 25, para determinar el espectro que permite dimensionar los elementos estructurales y garantizar su seguridad y funcionalidad durante y después de un evento sísmico.

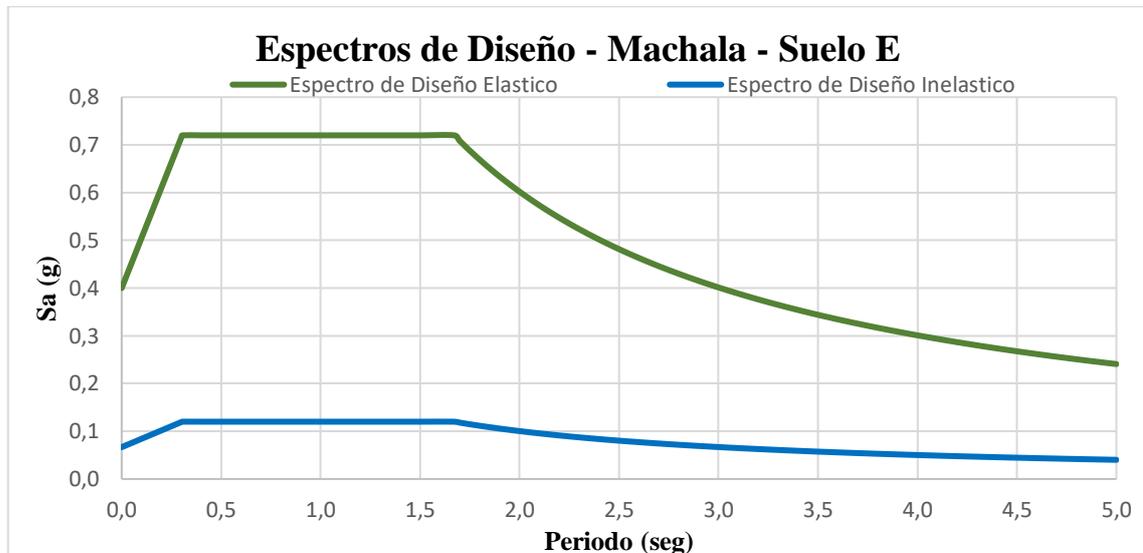
*Tabla 25: Coeficientes aplicados espectro de diseño inelástico*

Coeficientes para cortante basal		
Descripción		Valor
Nivel de Importancia	I	1.00
Factor de reducción de resistencia sísmica	R	6.00
Coeficiente de configuración en planta	$\Phi_P$	1.00
Coeficiente de configuración en elevación	$\Phi_E$	1.00

Fuente: Elaboración propia

Con estos valores, se calcula la aceleración elástica e inelástica, generando las curvas de espectros necesarias para el análisis, como se muestra en la figura 13.

*Figura 13: Espectros de diseño utilizados en el edificio*



Fuente: Elaboración propia

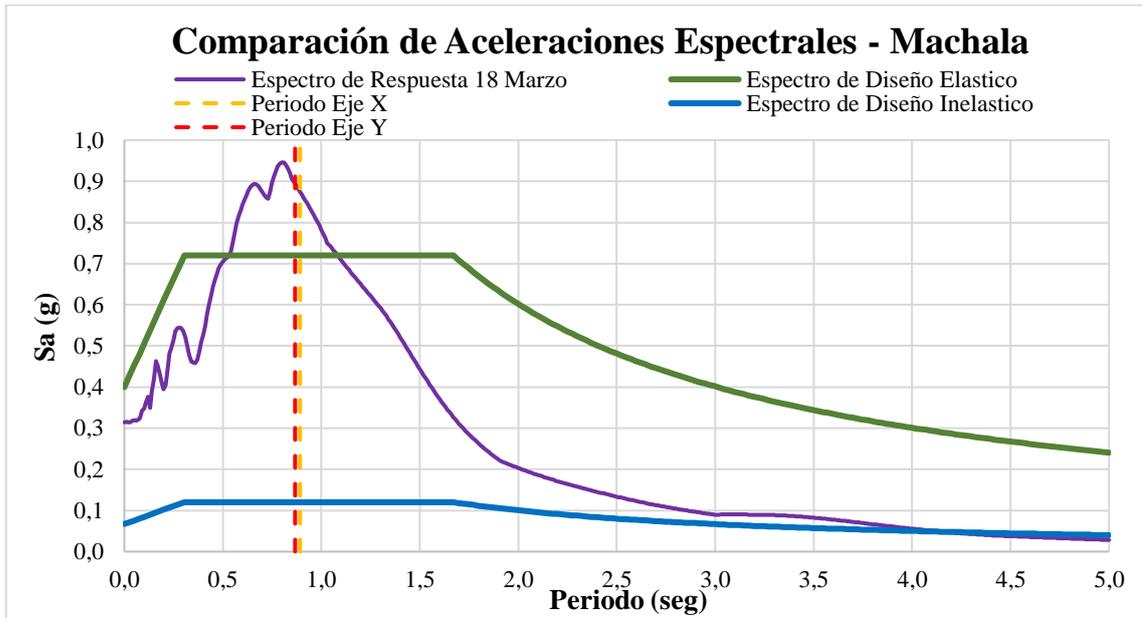
#### **4.1.2. Comparación de Espectros de respuesta con el sismo del 18 de marzo del 2023**

A través de la observación directa de la representación gráfica en la figura 14, se compararon los espectros de diseño empleados en la evaluación de la edificación con la señal registrada por la estación sismográfica ACH1, ubicada en el campus de la Universidad Técnica de Machala. Este análisis permitió representar la demanda sísmica durante el sismo del 18 de marzo.

Para períodos cortos, el espectro registrado mostró picos de aceleración superiores a los establecidos por la normativa NEC, lo que indica una mayor demanda sísmica en estructuras rígidas. En contraste, para períodos largos, las diferencias fueron menos significativas, lo que sugiere que las estructuras más flexibles estuvieron sometidas a niveles de demanda relativamente consistentes con los estimados en los espectros de diseño.

En nuestro caso de estudio, que presenta períodos cortos menores a 1 segundo y con base en las observaciones realizadas en el sitio, se optará por considerar los espectros normativos de la NEC. Esto se debe a que, según las evidencias recopiladas (*Ver fotografías de campo en ANEXOS*), el edificio experimentó daños mínimos en su estructura.

Figura 14: Comparación de aceleraciones espectrales

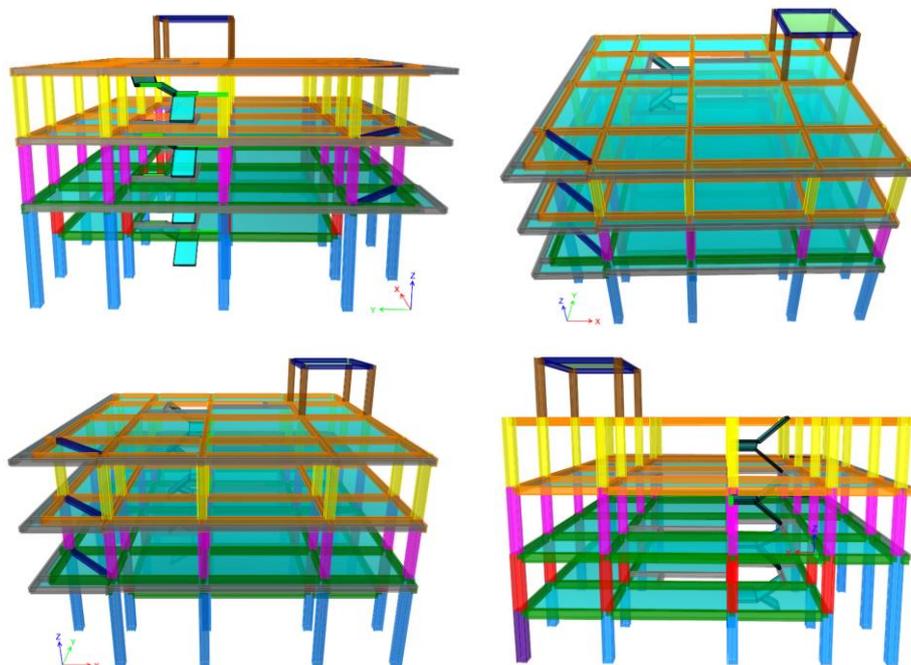


Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.3. Modelado de la edificación

Para este apartado se ha considerado lo expuesto en la sección 3.4.3, donde se detallan la disposición de los elementos estructurales, como vigas, columnas y demás elementos utilizados en el modelado de la vivienda evaluada, tal como se muestra en la Figura 15.

Figura 15: Edificación modelada



Fuente: Elaboración propia

En este proceso se incorporaron las cargas indicadas en la sección 3.5.2, junto con el espectro de diseño, para obtener las cargas resultantes necesarias para evaluar el comportamiento de la cimentación definida en los planos, identificar las posibles intervenciones necesarias y garantizar que las modificaciones propuestas cumplan con los estándares técnicos y normativos aplicables.

#### 4.1.4. Verificación de cortante basal

Según lo establecido en el apartado 3.5.2.2 de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), para estructuras regulares, el valor del cortante dinámico no debe ser inferior al 80% del cortante basal obtenido, como se detalla en la tabla 26.

*Tabla 26: Valor del cortante dinámico*

Cortante Dinámico en Base	Eje de Análisis	
	X	Y
Sismo Dinámico (Tonf)	103,008	108,380
Sismo Estático (Tonf)	137,265	137,265
<b>Dinámico/Estático</b>	75%	79%

Fuente: Elaboración propia

Dado que los valores calculados fueron menores a lo indicado por la norma, se realizó un ajuste al cortante dinámico para garantizar que alcance al menos el 80% del cortante basal, tal como se presenta en la tabla 27.

*Tabla 27: Valor del cortante dinámico*

Cortante Dinámico en Base	Eje de Análisis	
	X	Y
Ajuste de cortante (Tonf/m2)	10,454	9,936
Sismo Dinámico (Tonf)	109,808	109,809
Sismo Estático (Tonf)	137,265	137,265
<b>Dinámico/Estático</b>	80%	80%

Fuente: Elaboración propia

#### 4.1.5. Masa participativa, periodo fundamental y verificación del periodo

Se considera la participación modal acumulada correspondiente al 90% de la masa total de la estructura, la cual contribuye significativamente al movimiento en cada modo de vibración, conforme a lo establecido en la norma NEC-SE-DS. Este criterio, reflejado en la tabla 28, es esencial en los análisis modales, ya que permite identificar los modos más relevantes en la respuesta sísmica, facilitando la priorización del diseño estructural para esos modos específicos.

*Tabla 28: Masa participativa y periodo fundamental de la estructura*

Caso	Modos de vibración	Periodos (seg)	Traslación X	Traslación Y	Torción Z	SumUX	SumUY	SumRZ
			UX	UY	RZ			
Modal	1	0,89	0,7116	0,0003	0,104	0,7116	0,0003	0,104
Modal	2	0,865	0,0005	0,7763	0,0078	0,7121	0,7766	0,1118
Modal	3	0,762	0,0837	0,0142	0,7074	0,7958	0,7908	0,8192
Modal	4	0,288	0,0015	0,085	0,0197	0,7973	0,8758	0,8389
Modal	5	0,266	0,1093	0,0062	0,0032	0,9065	0,882	0,8421
Modal	6	0,239	0,0157	0,025	0,0645	0,9222	0,907	0,9066
Modal	7	0,202	0,0014	0,0197	0,0325	0,9236	0,9267	0,9391
Modal	8	0,127	0,034	0,0004	0,0002	0,9575	0,9271	0,9393
Modal	9	0,123	0,0007	0,0338	4,49E-05	0,9582	0,9609	0,9394
Modal	10	0,112	0,0033	0,0006	0,0236	0,9615	0,9615	0,963
Modal	11	0,105	0,0004	0,0002	0,0049	0,9619	0,9617	0,9679
Modal	12	0,088	0,0014	8,77E-06	0,0003	0,9633	0,9617	0,9682

Fuente: Elaboración propia

Según la tabla mencionada anteriormente, se cumple con la normativa en el sexto modo de vibración. Además, los periodos fundamentales de traslación en los ejes X e Y para los dos primeros modos de vibración son de 0.890 segundos y 0.865 segundos, respectivamente, mientras que el período torsional en el eje Z corresponde al tercer modo, con un valor de 0.762 segundos. Estos resultados se resumen en la tabla 29.

*Tabla 29: Resumen de datos de masa participativa y periodos*

Periodos de Vibración		Masa Participativa
Traslación X	0,890 seg	71,16%
Traslación Y	0,865 seg	77,63%
Torción Z	0,762 seg	70,74%

Fuente: Elaboración propia

Se realizaron los cálculos para verificar los periodos, siguiendo lo indicado por la norma, la cual establece que el período resultante por el método 1 debe superar en al menos un 30% al período calculado por el programa estructural, estos resultados se presentan en la tabla 30.

*Tabla 30: Verificación de periodo por el Método 1 - NEC*

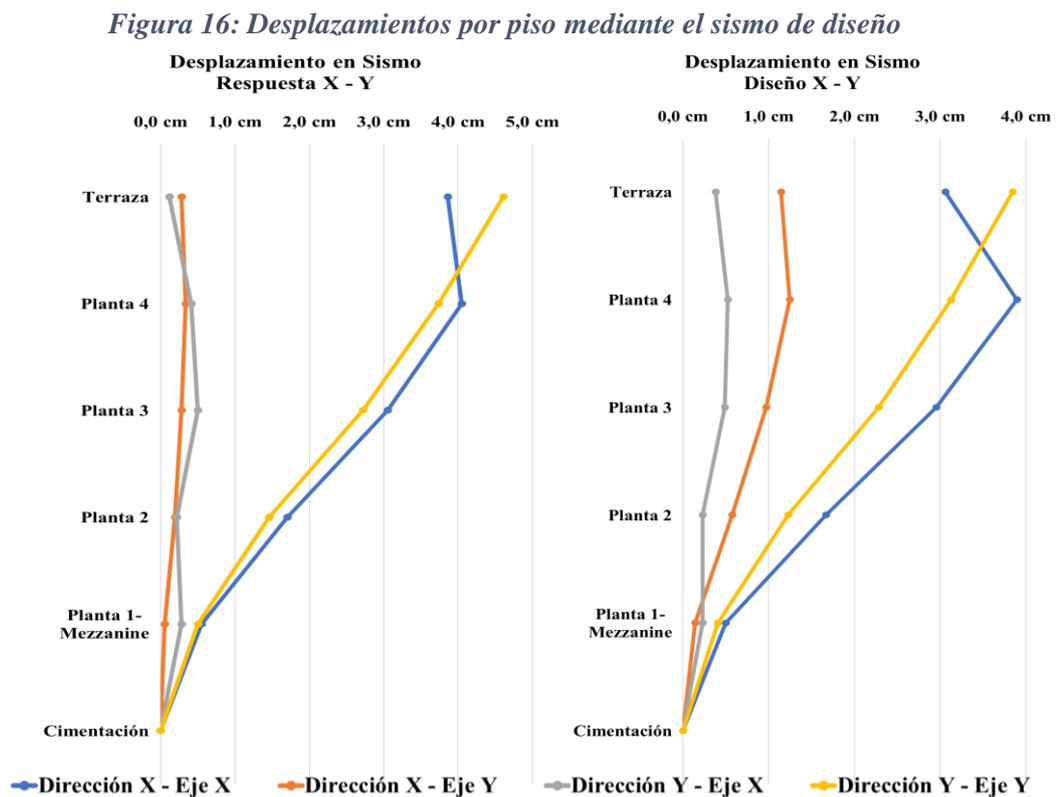
Método 1				Método 2	
$C_t$	$\alpha$	$h_n$	Periodo máx.	Periodo 1	Periodo 2
0,055	0,9	14,34	1,3 T	Eje X	Eje Y
$T = C_t * h_n^\alpha$		0,604 seg	0,786 seg	0,890 seg	0,865 seg

Fuente: Elaboración propia

Según esta verificación, los dos primeros períodos no cumplen con la norma, ya que sus valores superan los 0.786 segundos. Dado que estamos analizando una edificación ya construida, se continuará con la evaluación a pesar de que no se cumpla con este requisito.

#### 4.1.6. Desplazamientos de la estructura

Los desplazamientos deben limitarse para prevenir daños excesivos en los elementos no estructurales y garantizar la funcionalidad del edificio después de un sismo. Por esta razón, se realiza un análisis en cada nivel de la estructura, considerando dos direcciones que actúan bajo la carga del espectro de diseño, tanto estático como dinámico, tal como se ilustra en la figura 16.



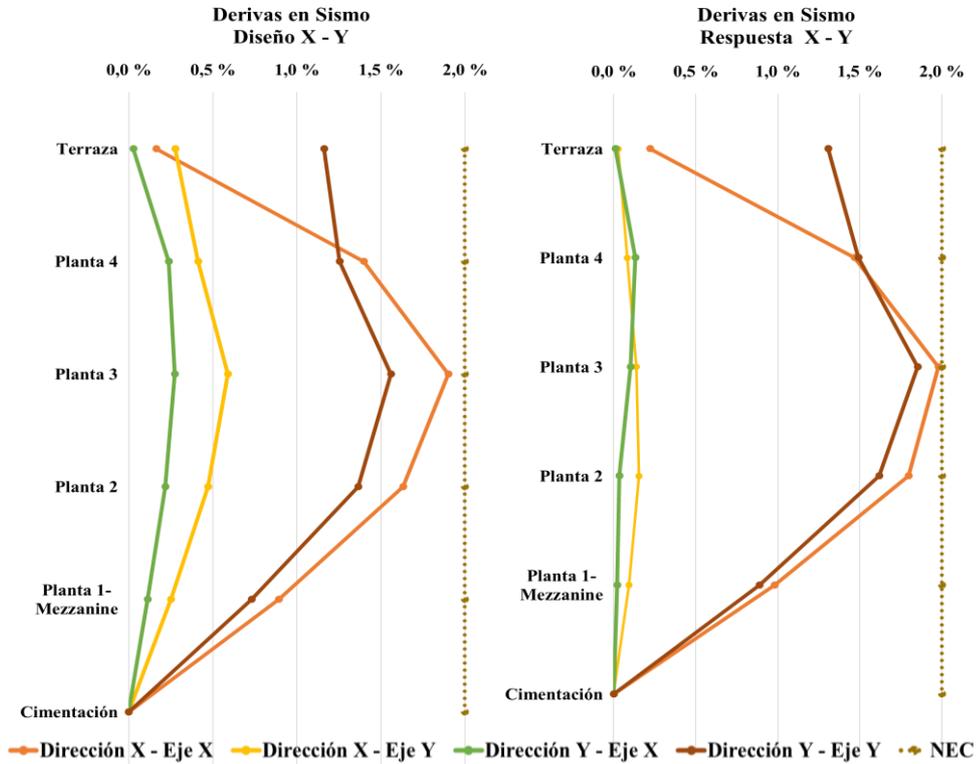
Fuente: Elaboración propia

Se determinó que el mayor desplazamiento de la estructura, excluyendo la terraza, corresponde al análisis sísmico estático en la dirección X-X, con un valor de 4.05 cm. Para el análisis dinámico, el desplazamiento máximo también se registra en la misma dirección, con un valor de 3.90 cm, en la planta 4 en ambos casos.

#### 4.1.7. Derivas de piso

El diseño debe asegurar que las derivas permanezcan dentro de los límites establecidos por la normativa, evitando así daños excesivos y problemas de estabilidad, conforme a lo indicado en el apartado 3.5.3.

Figura 17: Derivas de piso mediante el sismo de diseño



Fuente: Elaboración propia

A través de la figura 17, estas derivas reflejan la deformación en cada nivel de la edificación por lo que, se destaca que las derivas en la misma dirección y sentido de los ejes muestran valores mayores, siendo 1.979% para el análisis sísmico estático y 1.902% para el análisis dinámico, ambos correspondientes al tercer piso.

Tabla 31: Límites de deriva en la estructura

Control de derivas	Sismo Respuesta		Sismo Diseño		NEC
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	
<b>Planta 3</b>					
$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$	1,979%	1.855%	1.902%	1.56%	< 2%

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 31, se observa que la mayor deriva ocurre en el eje X para ambos casos analizados. Aunque se aproxima al límite establecido por la normativa con un valor de

1.979%, esta deriva cumple con los requisitos normativos al ser inferior al 2% de la deriva inelástica, es decir, contar con valores menores a 0.02.

Por esta razón, se incorporarán muros estructurales en la edificación, estratégicamente ubicados para mejorar el desempeño estructural y reducir las derivas máximas observadas.

#### 4.1.8. Resumen de reacciones en apoyos por columna

El análisis de la edificación original, sin la incorporación de muros estructurales, permite evaluar las reacciones en los apoyos de las columnas y escaleras bajo distintas combinaciones de carga. Los resultados reflejan la distribución de esfuerzos generados por cargas vivas, sobrecargas, peso propio y acciones sísmicas en las direcciones X y Y.

*Tabla 32: Reacciones en apoyos por columnas*

Descripción	Reacciones en apoyos (fz)	Viva	Sobrecarga	Peso propio	Sismo x	Sismo y
Columnas	5	1,8521	7,1621	7,3804	-14,166	11,5287
	10	5,0998	15,7921	8,6869	2,9586	13,0129
	15	8,1325	25,0403	10,3042	4,0159	13,8764
	20	7,6446	24,4343	10,0486	-5,426	14,3586
	25	3,0775	9,1448	7,6558	12,3666	13,7946
	4	5,7168	19,4031	10,7477	-13,2662	-4,9008
	9	19,0717	36,3168	18,8291	2,7762	-1,4672
	14	18,9113	42,9251	20,4245	9,2873	5,0717
	19	20,1023	60,7054	16,4886	-8,0892	-5,5628
	24	9,6066	26,6357	11,918	13,873	-6,9447
	3	7,1114	23,5921	11,836	-13,9736	-0,6638
	8	16,4053	45,6198	14,7809	-0,0656	-10,3896
	13	23,9682	69,9353	17,1546	4,899	-7,7932
	18	25,1707	76,3349	15,7986	-9,117	-2,1539
	23	11,4793	32,7228	12,7901	15,0111	-1,9563
	2	7,435	24,7132	13,7618	-19,5841	-1,0135
	7	11,4295	36,1053	10,4785	3,4598	8,0864
	12	17,9572	56,1756	12,219	4,6329	8,2832
	17	17,2829	54,6309	12,0741	-6,5413	8,43
	22	6,9169	21,4385	9,5059	13,4221	8,9392
	6	7,9238	25,1221	13,7818	-3,36	-18,0855
11	7,9455	24,8498	11,8649	4,3193	-13,3795	
16	7,9022	24,9712	12,0403	-6,153	-14,6354	
21	3,3502	9,6093	8,5613	9,8482	-14,2322	
Escalera	57	0,5646	0,1711	0,3968	0,4251	0,8242
	35	2,1017	1,2288	1,8563	-1,5528	-3,0275

Fuente: Elaboración propia

El análisis de la edificación original pone en evidencia que, en ausencia de muros estructurales, las columnas y escaleras absorben la totalidad de las cargas, tanto gravitacionales como laterales. Este comportamiento genera mayores demandas en ciertos elementos, lo que podría derivar en desplazamientos y derivas más significativas bajo cargas sísmicas.

Los resultados obtenidos subrayan la necesidad de reforzar la edificación mediante la incorporación de elementos estructurales adicionales, como muros de corte, para mejorar su capacidad de disipación de energía y redistribución de cargas, especialmente frente a fuerzas sísmicas.

## **4.2. Análisis y evaluación de la edificación con muros estructurales**

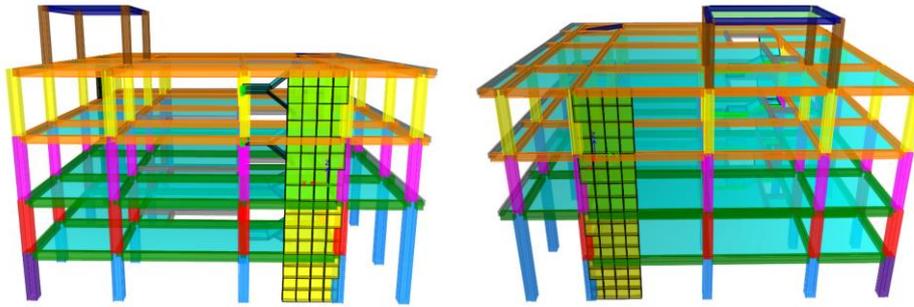
### **4.2.1. Modelado del edificio con la incorporación de muros estructurales**

El análisis de la edificación con la incorporación de muros estructurales se realizó utilizando un software especializado de modelado estructural. Este modelado permitió simular con precisión el impacto de los muros estructurales en el comportamiento general de la estructura y evaluar su desempeño frente a las exigencias normativas actuales.

Para el presente proyecto técnico, se ha previsto la implementación de dos muros estructurales de concreto reforzado con el propósito de optimizar la estabilidad global y la capacidad de respuesta de la edificación frente a cargas laterales y gravitatorias. El primer muro estructural se ubicará en el sentido X, desde el eje 5B al 5C, con una longitud de 2.50 metros y un espesor de 0.20 metros, mientras que el segundo muro estará en el sentido Y, desde el eje 2E al 3E, con dimensiones idénticas como se muestra en la figura 18.

*Figura 18: Edificación con muros estructurales modelada*





Fuente: Elaboración propia

Estos muros han sido diseñados bajo criterios de rigidez y resistencia para complementar el sistema estructural basado en pórticos. Su incorporación permite una redistribución más eficiente de las cargas verticales y laterales, mejorando el desempeño de la estructura frente a eventos sísmicos. Además, incrementan la rigidez lateral, reducen los desplazamientos horizontales y disminuyen las derivas observadas en la edificación original.

#### 4.2.2. Verificación de cortante basal con la implementación de muros estructurales

Según lo establecido en el apartado 3.5.2.2 de la Norma Ecuatoriana de Construcción (NEC), para estructuras regulares, el valor del cortante dinámico no debe ser inferior al 80% del cortante basal obtenido, como se detalla en la tabla 33.

Tabla 33: Valor del cortante dinámico más muros estructurales

Cortante Dinámico en Base	Eje de Análisis	
	X	Y
Sismo Dinámico (Tonf)	68,550	75,842
Sismo Estático (Tonf)	140,898	140,898
<b>Dinámico/Estático</b>	48.7%	53.8%

Fuente: Elaboración propia

Dado que los valores calculados fueron menores a lo indicado por la norma, se realizó un ajuste al cortante dinámico para garantizar que alcance al menos el 80% del cortante basal, tal como se presenta en la tabla 34.

Tabla 34: Valor del cortante dinámico

Cortante Dinámico en Base	Eje de Análisis	
	X	Y
Ajuste de cortante (Tonf/m2)	16,125	14,575
Sismo Dinámico (Tonf)	112,716	112,719
Sismo Estático (Tonf)	140,898	140,898
<b>Dinámico/Estático</b>	80%	80%

Fuente: Elaboración propia

### 4.2.3. Periodo fundamental y verificación del periodo

En el análisis modal de la edificación con la incorporación de muros estructurales, se ha evaluado la participación modal acumulada correspondiente al 90% de la masa total de la estructura, cumpliendo con los requisitos establecidos por la normativa NEC-SE-DS. Este análisis permite identificar los modos de vibración predominantes reflejados en la tabla 35, los cuales son fundamentales para determinar la respuesta dinámica de la edificación frente a acciones sísmicas.

*Tabla 35: Masa participativa y periodo fundamental de la estructura con muros*

Caso	Modos de vibración	Periodos (seg)	Traslación X	Traslación Y	Torción Z	SumUX	SumUY	SumRZ
			UX	UY	RZ			
Modal	1	0,863	0,3362	0,247	0,2505	0,3362	0,247	0,2505
Modal	2	0,56	0,2842	0,4507	0,0023	0,6205	0,6977	0,2528
Modal	3	0,365	0,1345	0,044	0,5102	0,755	0,7418	0,7629
Modal	4	0,256	0,0556	0,0448	0,0117	0,8106	0,7865	0,7747
Modal	5	0,225	1,00E-04	0,0161	0,0331	0,8106	0,8027	0,8078
Modal	6	0,13	0,0761	0,0971	0,0004	0,8867	0,8998	0,8082
Modal	7	0,121	0,0203	0,0057	0,0037	0,907	0,9055	0,8119
Modal	8	0,107	4,98E-05	0,0001	0,0019	0,907	0,9056	0,8138
Modal	9	0,091	0,0011	0,0103	1,20E-02	0,9081	0,9159	0,8258
Modal	10	0,077	0,0481	0,0335	0,0679	0,9562	0,9494	0,8936
Modal	11	0,072	3,65E-05	0,0002	0,0508	0,9563	0,9496	0,9444
Modal	12	0,07	1,66E-05	2,00E-04	0,0008	0,9563	0,9498	0,9452

Fuente: Elaboración propia

Los resultados, resumidos en la tabla mencionada anteriormente de períodos fundamentales y masa participativa, muestran que los modos principales de vibración están asociados a las traslaciones en los ejes X y Y, con períodos de 0.863 segundos y 0.560 segundos, respectivamente, mientras que el modo de torsión en el eje Z presenta un período de 0.365 segundos. Esto destaca la influencia significativa de los muros estructurales en la distribución de rigidez y en la respuesta modal.

Se realizaron los cálculos para verificar los períodos, siguiendo lo indicado por la norma, la cual establece que el período resultante por el método 1 debe superar en al menos un 30% al período calculado por el programa estructural, estos resultados se presentan en la tabla 36.

*Tabla 36: Verificación de periodo por el metodo 1-NEC*

Método 1				Método 2	
Ct	$\alpha$	hn	Periodo máx.	Periodo 1	Periodo 2
0,055	0,75	14,34	1,3 T	Eje X	Eje Y
$T = C_t * h_n^\alpha$		0,405 seg	0,527 seg	0,863 seg	0,560 seg

Fuente: Elaboración propia

A pesar de la incorporación de los muros estructurales, los períodos en los ejes X - Y aún superan los 0.527 segundos establecidos por el Método 1. Esto podría deberse a que los muros no fueron ubicados en posiciones estratégicas que favorezcan una respuesta traslacional óptima. Como consecuencia, no se logra una reducción efectiva de los períodos sin incrementar significativamente la respuesta torsional del edificio, lo que dificulta el cumplimiento de la normativa.

#### 4.2.4. Masa participativa

En el presente análisis, se evaluaron los períodos de vibración y la masa participativa asociada a las traslaciones en los ejes X, Y y la torsión en el eje Z. Los resultados muestran que, para el modo de traslación en el eje X, el período fundamental es de 0.86 segundos, con una masa participativa acumulada del 33.62%. En el caso del eje Y, el período registrado es de 0.56 segundos, con una masa participativa de 45.07%. Por último, para la torsión en el eje Z, se obtuvo un período de 0.37 segundos, con una masa participativa significativa del 51.02%, como lo muestra la tabla 37.

*Tabla 37: Resumen de datos masa participativa y periodos*

Periodos de Vibración		Masa Participativa
Traslación X	0,86 seg	33,62%
Traslación Y	0,56 seg	45,07%
Torción Z	0,37 seg	51,02%

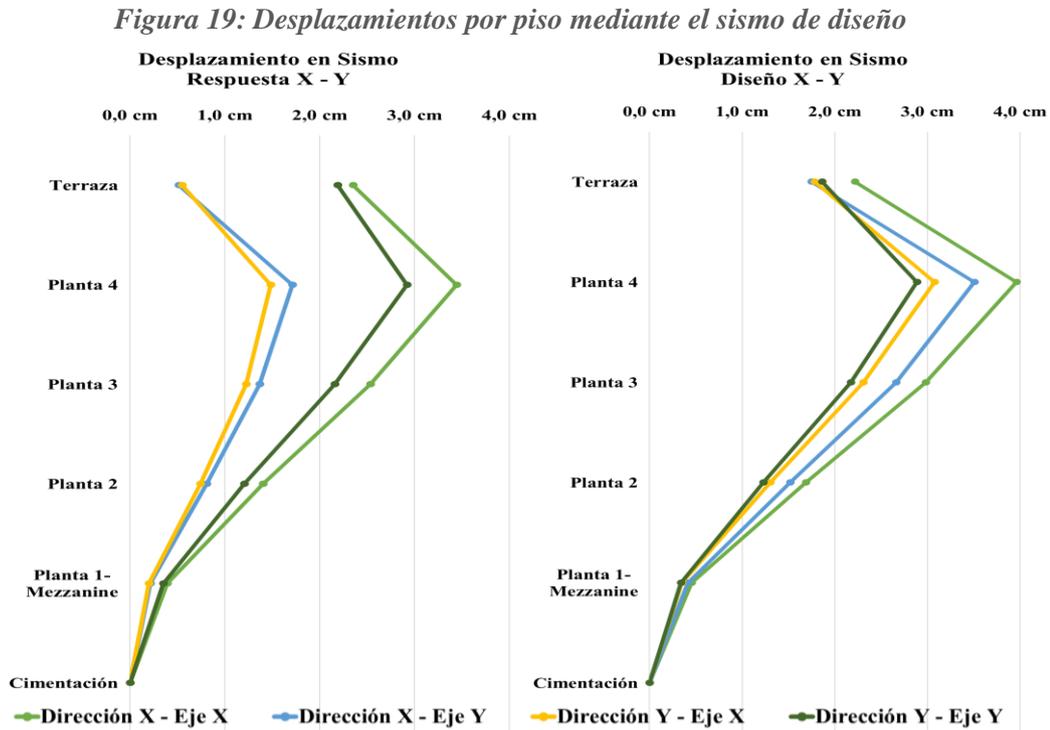
Fuente: Elaboración propia

Se evidencia que la incorporación de muros estructurales impacta significativamente en la rigidez y distribución modal del edificio, con modos principales de vibración asociados tanto a traslación como a torsión, donde para nuestro caso de estudio contamos con una mayor participación de masa en el eje Z. Si bien esta intervención logra reducir los períodos de vibración, también conlleva una disminución en la participación de masa en comparación con el diseño original, donde se alcanzaban niveles superiores al 70%. Estos hallazgos destacan la necesidad de un equilibrio cuidadoso entre rigidez y eficiencia

modal al optimizar el comportamiento dinámico de la estructura con la incorporación de muros estructurales.

#### 4.2.5. Desplazamientos de la estructura con muros

Se realizó un análisis en cada nivel, evaluando desplazamientos en las dos direcciones principales bajo cargas del espectro de diseño, considerando respuestas estáticas y dinámicas. Los resultados están representados en la figura 19.



Fuente: Elaboración propia

Se determinó que el mayor desplazamiento de la estructura, excluyendo la terraza, corresponde al análisis sísmico estático en la dirección X-X, con un valor de 3.44 cm. Para el análisis dinámico, el desplazamiento máximo también se registra en la misma dirección, con un valor de 3.96 cm, en la planta 4 en ambos casos.

##### 4.2.5.1. Comparación de desplazamientos con los dos modelados

De acuerdo con la Tabla 38, los desplazamientos registrados revelan un comportamiento diferenciado según el tipo de evento sísmico, pero en ningún caso supera los desplazamientos máximos exigidos por la NEC del 5% de la altura del piso que para el caso de estudio es de 15 cm. Para el sismo de respuesta, se observa una reducción de 0.61 cm en el eje X y 0.81 cm en el eje Y, lo que indica una mejora en el control de los desplazamientos. Sin embargo, en el caso del sismo de diseño, los desplazamientos

aumentan en 0.06 cm en el eje X y 0.38 cm en el eje Y, reflejando un comportamiento opuesto que podría estar asociado a las características específicas de carga y rigidez bajo este escenario.

Tabla 38: Comparación de desplazamientos

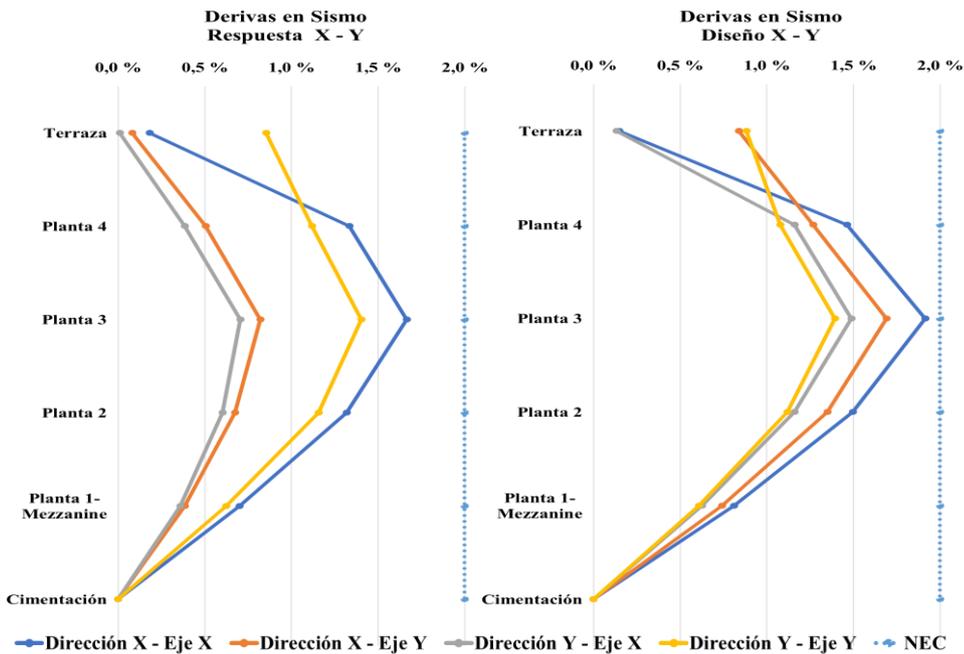
Modelado	Sismo de Respuesta		Sismo de Diseño	
	X	Y	X	Y
Estructura sin muros	Planta 4			
	4,05 cm	3,73 cm	3,90 cm	3,13 cm
Estructura con muros	Planta 4			
	3,44 cm	2,92 cm	3,96 cm	3,51 cm

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.6. Derivas de piso

El diseño debe asegurar que las derivas permanezcan dentro de los límites establecidos por la normativa, evitando así daños excesivos y problemas de estabilidad, conforme a lo indicado en el apartado 3.5.3.

Figura 20: Derivas de piso mediante el sismo de diseño



Fuente: Elaboración propia

A través de la figura 20, estas derivas reflejan la deformación en cada nivel de la edificación por lo que, se destaca que las derivas en la misma dirección y sentido de los ejes muestran valores mayores, siendo 1.67% para el análisis sísmico estático y 1.91% para el análisis dinámico, ambos correspondientes al tercer piso.

Tabla 39: Límite de deriva en la estructura

Control de derivas	Sismo Respuesta		Sismo Diseño		NEC
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	
<b>Planta 3</b>					<b>&lt; 2%</b>
$\Delta_M = 0.75R\Delta_E$	1,667%	1.403%	1.914%	1.691%	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 39, se confirma que las derivas cumplen con la normativa, la cual establece que deben ser inferiores al 2% de la deriva inelástica, es decir, menores a 0.02.

#### 4.2.6.1. Comparación de derivas con los dos modelados

De acuerdo con la Tabla 40, las derivas registradas revelan un comportamiento diferenciado según el tipo de evento sísmico al igual que los desplazamientos. Donde para el sismo de respuesta, se observa una reducción de 0.31 % en el eje X y 0.45 % en el eje Y, lo que indica una mejora en el control de las derivas por parte de los muros estructurales implementados. Sin embargo, en el caso del sismo de diseño, las derivas aumentan en 0.01 % en el eje X y 0.13 % en el eje Y, reflejando un comportamiento opuesto que podría estar asociado a las características específicas de carga y rigidez bajo este escenario.

Tabla 40: Límite de deriva en la estructura

Modelado	Sismo de Respuesta		Sismo de Diseño	
	X	Y	X	Y
<b>Planta 3</b>				
Estructura sin muros	1,98 %	1,85 %	1,90 %	1,56 %
<b>Planta 3</b>				
Estructura con muros	1,67 %	1,40 %	1,91 %	1,69 %

Fuente: Elaboración propia

#### 4.2.7. Resumen de reacciones en apoyos por columna más muros

En este apartado se presentan los resultados obtenidos para las reacciones en los apoyos de las columnas y muros estructurales de la edificación. La tabla muestra las reacciones desglosadas en diferentes condiciones de carga, que incluyen:

- **Carga Viva (L):** Reacción debida a las cargas móviles o transitorias que actúan sobre la estructura.
- **Sobrecarga SC:** Representa las cargas adicionales permanentes aplicadas sobre la estructura.

- **Peso Propio (PP):** Corresponde al peso propio de los elementos estructurales, considerando el material y las dimensiones.
- **Sismo en dirección X (Sismo x):** Fuerzas sísmicas aplicadas en la dirección longitudinal de la edificación.
- **Sismo en dirección Y (Sismo y):** Fuerzas sísmicas aplicadas en la dirección transversal de la edificación.

*Tabla 41: Reacciones en apoyos por columnas + muros*

Descripción	Reacciones en apoyos (fz)	Viva (L)	Sobrecarga (SC)	Peso propio (PP)	Sismo x (SX)	Sismo y (SY)
		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
Columnas + Muros	10	0,0454	11,6761	8,3782	-201,9792	-59,8239
	54	0,8106	4,8375	4,7868	-40,6085	-10,3883
	138	1,5478	3,2497	5,0244	27,9739	11,0061
	142	2,4252	1,7729	5,4502	101,75	34,5258
	91	1,816	0,5659	3,3208	88,6288	30,1243
	89	-0,0573	0,6147	1,4006	41,3029	97,5072
	94	0,4084	2,2977	3,2545	48,4114	113,932
	82	1,2703	4,226	4,4936	15,9547	34,3636
	30	2,1606	6,2315	5,8202	-13,9697	-39,7603
	22	5,5405	15,0861	13,1418	-81,5957	-210,0756
Columnas	5	2,0245	7,311	7,534	-11,7663	7,1112
	15	6,6988	19,4288	9,2187	22,5792	14,8603
	20	7,9647	24,8349	10,3343	-2,3057	5,6988
	25	3,1823	9,6217	7,8176	5,4902	5,8042
	24	9,3644	26,6361	11,7358	6,4594	-2,1372
	23	9,2355	26,3289	11,415	12,0081	3,9774
	21	3,2099	9,6244	8,447	6,1635	-11,0129
	4	5,8494	19,1516	10,7888	-3,9837	-4,4581
	9	19,0015	36,2103	18,806	1,3434	-1,695
	14	18,8308	43,0235	20,3996	3,1826	2,9249
	19	20,1076	60,57	16,4492	-4,3335	-2,4621
	3	7,1426	23,3511	11,809	-8,2213	1,1816
	8	16,3703	45,4517	14,7291	3,099	-6,8808
	13	23,8949	69,8339	17,0847	4,5601	-5,5708
	18	25,1033	75,9943	15,7201	-6,1602	0,0854
	2	7,3185	24,2749	13,5948	-14,8811	4,7653
	7	11,5115	36,4259	10,5992	0,523	5,1981
	12	18,0734	56,5028	12,3604	2,1518	3,796
	17	17,3729	54,6394	12,1919	-5,5717	4,971
	6	7,8147	24,6339	13,6128	2,592	-12,0265
11	7,8441	24,5969	11,7477	5,936	-9,622	
16	7,5944	24,3865	11,7155	-4,8495	-4,7799	

<b>Escalera</b>	57	0,5581	0,1746	0,393	-0,0595	0,4649
	35	2,1235	1,2148	1,8685	0,1756	-1,6048

Fuente: Elaboración propia

Los resultados reflejan las reacciones combinadas para columnas y muros. Se observa que las reacciones debido al peso propio y a la sobrecarga son predominantes en comparación con las cargas vivas, lo que evidencia la importancia de considerar la rigidez adicional proporcionada por los muros estructurales. Las fuerzas sísmicas generan reacciones significativas, especialmente en la dirección X, lo que sugiere la necesidad de un diseño adecuado para la disipación de energía sísmica.

Las columnas presentan una distribución de reacciones consistente con su ubicación en la edificación y la carga aplicada. La variación de los momentos y fuerzas axiales resalta la interacción entre los elementos estructurales, donde la incorporación de los muros reduce parcialmente las demandas en las columnas.

Las escaleras, como elementos rígidos adicionales, contribuyen a la redistribución de las cargas. Los resultados reflejan reacciones menores en comparación con las columnas y muros, pero su presencia aporta a la estabilidad general del sistema estructural.

Además, la tabla 41 destaca la necesidad de un diseño cuidadoso de la cimentación, especialmente en las columnas con mayores reacciones, para garantizar que las zapatas corridas puedan soportar las demandas estructurales sin comprometer la seguridad.

### **4.3. Análisis e interpretación de la cimentación zapata corrida original**

#### **4.3.1. Propiedades de los estratos del suelo natural y mejoramiento**

Las propiedades mecánicas de la capa de mejoramiento se componen de un replantillo con un espesor de 10 cm, seguido por una capa de lastre de 80 cm y otra de piedra bola de 70 cm. Estas dos últimas capas carecen de cohesión, pero presentan altos ángulos de fricción, lo que les confiere resistencia y cohesión moderadas. Por otro lado, el estrato de suelo natural de 1 m exhibe los valores más bajos de resistencia y peso específico, tal como se detalla en la tabla 42.

*Tabla 42: Propiedades de los estratos de suelo superior e inferior*

Estratos	Espesor	Peso Específico	Resistencia No Drenada, (qu)	Ángulo de Fricción Interna	Cohesión, (c)
Replanteo (S. Fundición)	10 cm	20 kN/m <sup>3</sup>	1,5 kg/cm <sup>2</sup>	32°	20 kN/m <sup>2</sup>
Lastre (Mezcla arena y grava de hasta 2")	80 cm	22 kN/m <sup>3</sup>	2,5 kg/cm <sup>2</sup>	36°	0
Piedra Bola	70 cm	24 kN/m <sup>3</sup>	0	45°	0
<b>Estrato Superior (Mejoramiento de suelo)</b>	160 cm	22,75 kN/m <sup>3</sup>	1,33 kg/cm <sup>2</sup>	38°	6,67 kN/m <sup>2</sup>
<b>Estrato Inferior (Arcillas Limosa plásticas de consistencia media)</b>	100 cm	15.3 kN/m <sup>3</sup>	0.4 kg/cm <sup>2</sup>	19°	2 kN/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

Con estos datos, se pueden determinar los factores de cohesión, sobrecarga y base, como se muestra en la tabla 43, correspondientes a la tabla 20 para un Ángulo de Fricción Interna de 38° y 19° del apartado 3.5.6.3. Estos factores son fundamentales para evaluar la estabilidad del suelo y asegurar un diseño adecuado de las cimentaciones.

*Tabla 43: Factores de capacidad de carga para Meyerhof*

Estrato Superior			Estrato Inferior		
Factor de cohesión	<i>Nc</i>	61,35	Factor de cohesión	<i>Nc</i>	13,93
Factor de sobrecarga	<i>Nq</i>	48,93	Factor de sobrecarga	<i>Nq</i>	5,80
Factor de piso	<i>Ny</i>	78,03	Factor de piso	<i>Ny</i>	4,68

Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.2. Capacidad admisible - Método de Meyerhof en suelos estratificados: Suelo fuerte sobre suelo débil

El método de Meyerhof aplicado a suelos estratificados, particularmente en configuraciones de suelo fuerte sobre suelo débil, utiliza la metodología descrita en el apartado 3.5.6.3. En este análisis se considera el área mínima de la zapata, según el plano, con un ancho (B) de 1.3 m, un desplante (Df) de 1 metro y un factor de seguridad (FS) de 3.

$$q_u = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + \gamma_1 H^2 \cdot \left(1 + \frac{2Df}{H}\right) \cdot \frac{k_s \tan \phi'_1}{B} - \gamma_1 H \leq q_t$$

$$q_U = 39.24 \frac{KN}{m^2} + \frac{2(4.536)(2.6 m)}{1.3 m} + 22.75 \frac{KN}{m^3} * (2.6m)^2 * \left(1 + \frac{2(1m)}{2.6m}\right) * \frac{3.2 * \tan(38^\circ)}{1.3 m} - 22.75 \frac{KN}{m^3} * (2.6m)$$

$$q_a = \frac{q_U}{FS} = \frac{52.151 \frac{T}{m^2}}{3} = 17.73 \frac{T}{m^2}$$

Se obtiene una capacidad admisible de 17.726 T/m<sup>2</sup>, tras lo cual se procede a verificar si cumple con los controles establecidos por el método aplicado.

$$q_U = q_t = c'_1 N_{c(1)} + q N_{q(1)} + \frac{1}{2} y_1 B N y_{(1)}$$

$$q_t = \frac{267.623 \frac{T}{m^2}}{3} = 100.27 \frac{T}{m^2}$$

$$q_a \leq q_t$$

$$17.73 \frac{T}{m^2} \leq 100.27 \frac{T}{m^2} \quad \text{OK}$$

Además, según la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), se permite un incremento de hasta un 30% sobre la capacidad admisible calculada. Esto resulta en un valor de 23.044 T/m<sup>2</sup>, utilizado para la comprobación de los esfuerzos en la cimentación bajo condiciones sísmicas.

Es importante considerar que, si se asume un mejoramiento de 1 metro, no se cumplirían los esfuerzos planteados para la evaluación, ya que estos superarían la capacidad admisible calculada, que es de 15.835 T/m<sup>2</sup>. Los detalles y cálculos específicos se encuentran en la memoria técnica correspondiente. (*ver memoria de cálculo en Anexos*)

### 4.3.3. Descripción del modelo de la cimentación

Se procede a evaluar si la cimentación se clasifica como superficial o profunda, siguiendo los criterios establecidos en el apartado 3.5.6.1. La clasificación se basa principalmente en la relación entre la profundidad del desplante y el ancho de la cimentación. se describe el procedimiento necesario para realizar esta verificación.

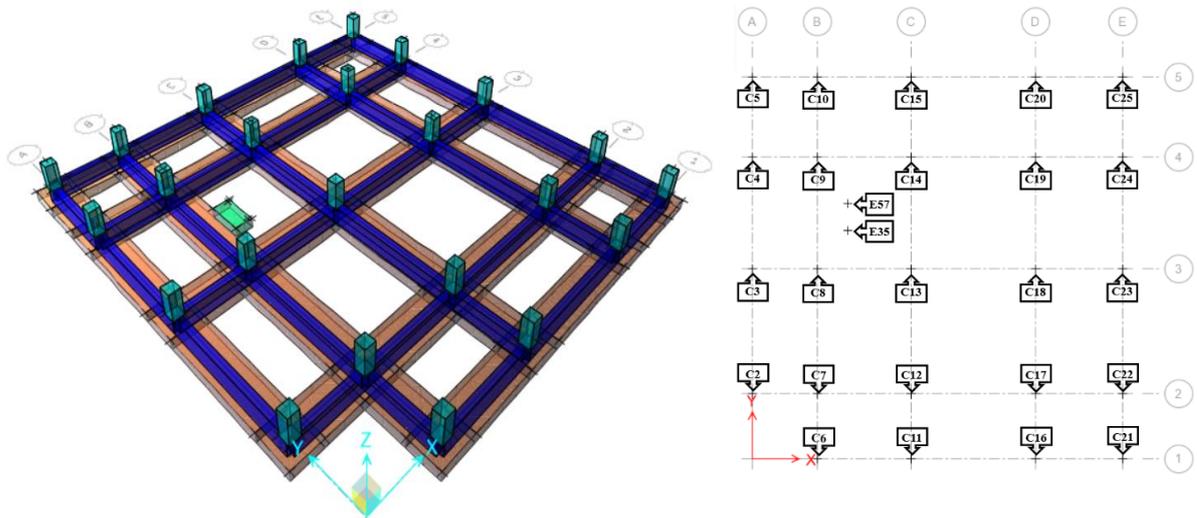
$$\frac{Df}{B} \leq 4$$

$$\frac{1 m}{1.3 m} = 0.77 \leq 4 \quad \text{OK}$$

Una vez confirmado que la cimentación cumple con los criterios para ser clasificada como superficial, se procede al modelado, incorporando los elementos descritos en el apartado

3.4.7.2. Además, se añadió una zapata rectangular de 0.75 m x 1.45 m y 35 cm de espesor, diseñada para transmitir las cargas generadas por la escalera del edificio (E25-E26), ubicada entre los ejes B-C y 3-4, tal como se ilustra en la figura 21.

Figura 21: Modelo de la cimentación



Fuente: Elaboración propia

En este modelado también se añadieron pedestales de 45 cm x 45 cm, situados en las uniones entre las vigas de cimentación y las columnas, lo que favorece el análisis de la presión ejercida por las cargas del edificio mostradas en la tabla 44.

Tabla 44: Cargas generadas por las columnas de la edificación

Descripción	Reacciones en apoyos (fz)	Viva (L)	Sobrecarga (SC)	Peso propio (PP)	Sismo x (SX)	Sismo y (SY)
		Ton	Ton	Ton	Ton	Ton
Columnas	5	1,8521	7,1621	7,3804	-14,166	11,5287
	10	5,0998	15,7921	8,6869	2,9586	13,0129
	15	8,1325	25,0403	10,3042	4,0159	13,8764
	20	7,6446	24,4343	10,0486	-5,426	14,3586
	25	3,0775	9,1448	7,6558	12,3666	13,7946
	4	5,7168	19,4031	10,7477	-13,2662	-4,9008
	9	19,0717	36,3168	18,8291	2,7762	-1,4672
	14	18,9113	42,9251	20,4245	9,2873	5,0717
	19	20,1023	60,7054	16,4886	-8,0892	-5,5628
	24	9,6066	26,6357	11,918	13,873	-6,9447
	3	7,1114	23,5921	11,836	-13,9736	-0,6638
	8	16,4053	45,6198	14,7809	-0,0656	-10,3896
	13	23,9682	69,9353	17,1546	4,899	-7,7932
	18	25,1707	76,3349	15,7986	-9,117	-2,1539
	23	11,4793	32,7228	12,7901	15,0111	-1,9563

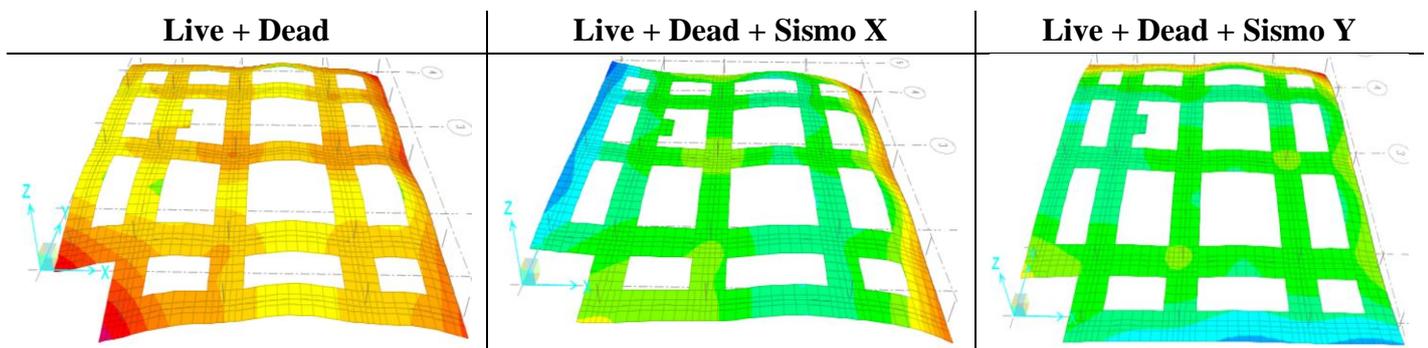
	2	7,435	24,7132	13,7618	-19,5841	-1,0135
	7	11,4295	36,1053	10,4785	3,4598	8,0864
	12	17,9572	56,1756	12,219	4,6329	8,2832
	17	17,2829	54,6309	12,0741	-6,5413	8,43
	22	6,9169	21,4385	9,5059	13,4221	8,9392
	6	7,9238	25,1221	13,7818	-3,36	-18,0855
	11	7,9455	24,8498	11,8649	4,3193	-13,3795
	16	7,9022	24,9712	12,0403	-6,153	-14,6354
	21	3,3502	9,6093	8,5613	9,8482	-14,2322
<b>Escalera</b>	57	0,5646	0,1711	0,3968	0,4251	0,8242
	35	2,1017	1,2288	1,8563	-1,5528	-3,0275

Fuente: Elaboración propia

#### 4.3.4. Esfuerzos del suelo aplicados a la cimentación

En el análisis de los esfuerzos actuantes en la cimentación modelada, se consideran las cargas ejercidas por la edificación mostradas en la tabla 44, la cual se ha tomado en cuenta un coeficiente de balasto de  $2300 \text{ kg/m}^2$  y la capacidad admisible previamente calculada, permitiendo realizar el control máximo de esfuerzos para cada combo de servicio.

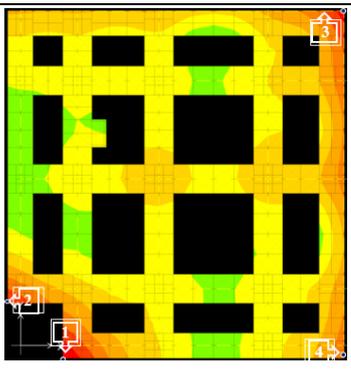
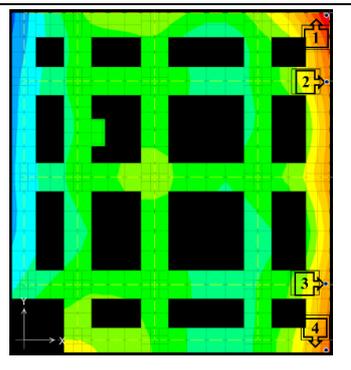
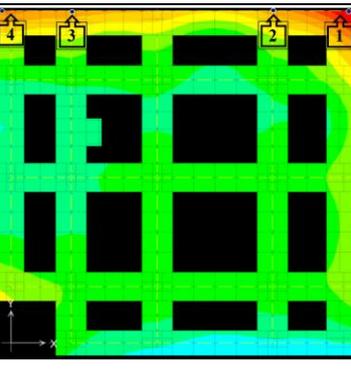
Figura 22: Esfuerzos en la cimentación modelada



Fuente: Elaboración propia

Según la figura 22, el análisis de los cuatro esfuerzos máximos que actúan sobre la cimentación bajo los combos de servicio muestra que la capacidad admisible del terreno debe ser evaluada cuidadosamente. Para los combos que incluyen únicamente cargas muertas y vivas (Live + Dead), el esfuerzo generado debe mantenerse por debajo de  $17.726 \text{ T/m}^2$ , garantizando así la seguridad estructural bajo condiciones normales de operación. Por otro lado, para los combos que incorporan cargas sísmicas, el esfuerzo admisible se incrementa a  $23.044 \text{ T/m}^2$ , reflejando la capacidad del terreno para soportar las mayores demandas generadas durante un evento sísmico.

Tabla 45: Esfuerzos en la cimentación bajo los combos de servicio

Esfuerzos por combos de servicio					
Live + Dead		Live + Dead + Sismo X		Live + Dead + Sismo Y	
					
<b>1</b>	12,058 T/m <sup>2</sup>	<b>1</b>	19,053 T/m <sup>2</sup>	<b>1</b>	19,342 T/m <sup>2</sup>
<b>2</b>	11,123 T/m <sup>2</sup>	<b>2</b>	14,303 T/m <sup>2</sup>	<b>2</b>	12,847 T/m <sup>2</sup>
<b>3</b>	11,612 T/m <sup>2</sup>	<b>3</b>	13,270 T/m <sup>2</sup>	<b>3</b>	13,159 T/m <sup>2</sup>
<b>4</b>	9,846 T/m <sup>2</sup>	<b>4</b>	15,407 T/m <sup>2</sup>	<b>4</b>	14,319 T/m <sup>2</sup>

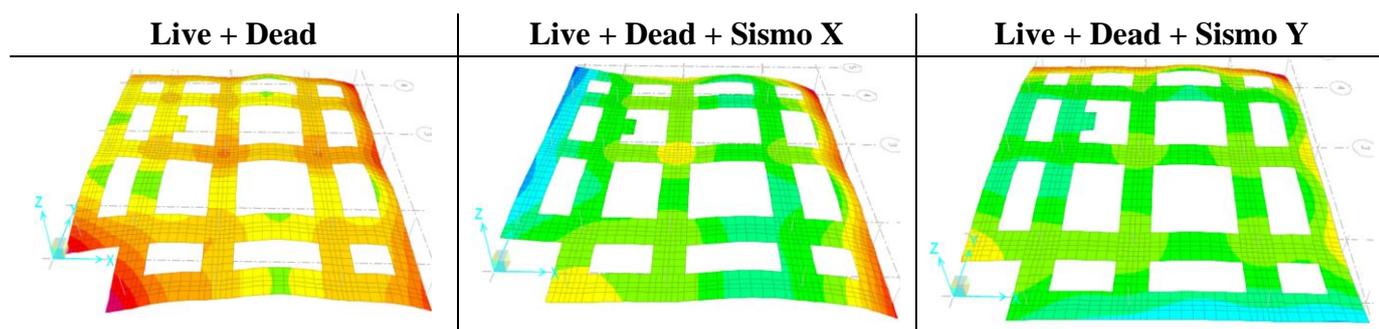
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con lo mencionado y según los datos presentados en la Tabla 45, los esfuerzos generados cumplen con los valores de capacidad admisible del terreno. Para el combo L+D, el esfuerzo máximo de 12.058 T/m<sup>2</sup> se registra entre los ejes YB y X1, muy por debajo del límite de 17.726 T/m<sup>2</sup>. En el caso del combo L+D+Sx, el mayor esfuerzo se ubica entre los ejes YE y X5, alcanzando 19.053 T/m<sup>2</sup>, mientras que para el combo L+D+Sy, en el mismo eje, se registra un esfuerzo máximo de 19.342 T/m<sup>2</sup>. Ambos valores se encuentran dentro del límite admisible de 23.044 T/m<sup>2</sup> para cargas sísmicas. Esto confirma que el suelo tiene la capacidad adecuada para resistir de manera segura las cargas provenientes de la estructura, tanto en condiciones de servicio como bajo eventos sísmicos.

#### 4.3.5. Deformaciones de la zapata corrida

En el análisis de las deformaciones que afectan a la cimentación, se consideran las cargas ejercidas por la edificación, como se muestra en la tabla 44. Este análisis se realiza siguiendo las directrices establecidas en la NEC, mencionadas específicamente en el apartado 3.5.6.5.

Figura 23: Deformaciones en la cimentación modelada



Fuente: Elaboración propia

Según la figura 23, se analizan cuatro deformaciones máximas que actúan sobre la cimentación bajo los combos de servicio. En esta evaluación, se considera que dichas deformaciones deben ser inferiores a 150 mm para cumplir con los criterios establecidos en el análisis.

Tabla 46: Deformaciones en la cimentación bajo los combos de servicio

Deformaciones por combos de servicio					
Live + Dead		Live + Dead + Sismo X		Live + Dead + Sismo Y	
<b>1</b>	5,242 mm	<b>1</b>	8,284 mm	<b>1</b>	8,410 mm
<b>2</b>	4,836 mm	<b>2</b>	6,219 mm	<b>2</b>	5,586 mm
<b>3</b>	5,049 mm	<b>3</b>	5,770 mm	<b>3</b>	5,722 mm
<b>4</b>	4,281 mm	<b>4</b>	6,699 mm	<b>4</b>	6,226 mm

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con lo mencionado, las deformaciones obtenidas cumplen con los valores establecidos para este análisis, ya que en ningún caso superan el límite de 10 mm, como se detalla en la Tabla 46. Para el combo L+D, la deformación máxima registrada es de 5.242 mm, ubicada entre los ejes YB y X1, lo cual está muy por debajo del límite permisible de 150 mm. En el combo L+D+Sx, la mayor deformación es de 8.284 mm, localizada entre los ejes YE y X5, mientras que para el combo L+D+Sy, en el mismo eje,

se alcanza un valor de 8.410 mm, estos se encuentran dentro de los límites establecidos. Por lo tanto, los resultados confirman que el suelo propuesto posee la capacidad necesaria para soportar adecuadamente las deformaciones inducidas por las cargas generadas en la cimentación, garantizando un desempeño estructural óptimo.

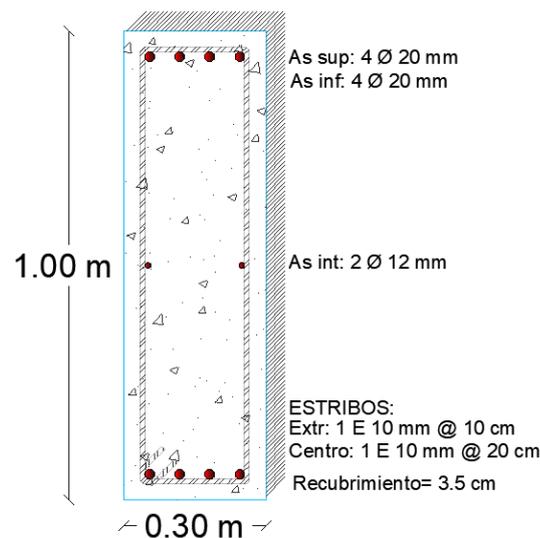
#### 4.4. Análisis y evaluación de la cimentación zapata corrida modificada

##### 4.4.1. Modificaciones de la cimentación zapata corrida original

En la cimentación original, considerando las cargas propias de la estructura, se determinó el momento máximo, donde el combo crítico fue 1.2D+L+Sx con un valor de 38,153 Tonf.m. Se evaluó el peralte de la viga, que es de 94,50 cm, y se verificó que cumple con el peralte mínimo requerido de 4,94 cm. A continuación, se calculó el acero necesario, obteniendo un área de acero ( $A_s$ ) de 11,062 cm<sup>2</sup> que dio una cuantía de 0,003902 siendo mayor a la mínima de 0,0333.

Al revisar el área de acero existente según los planos de la edificación actual, se calculó el área correspondiente a 3Ø20mm, resultando en un  $A_{s1}$  de 9,425 cm<sup>2</sup>, valor que es menor al acero requerido ( $A_s$ ). Para solucionar esta discrepancia, se aumentó el número de varillas a 4Ø20mm, logrando un  $A_{s1}$  de 12,566 cm<sup>2</sup>, lo que asegura que se cumpla la condición  $A_s \leq A_{s1}$ , como se muestra en la figura 24.

Figura 24: Modificaciones de la viga de cimentación original



Fuente: Elaboración propia

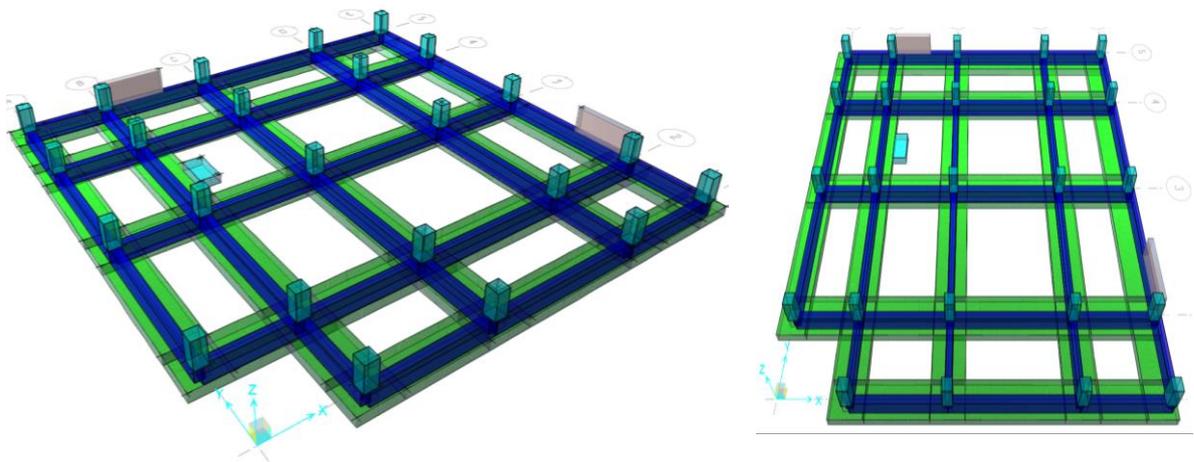
Con base en estas comprobaciones, se considerará esta configuración de viga para los análisis posteriores, tanto en la evaluación de la cimentación original como en aquella que incluye las cargas adicionales del muro estructural. Los detalles y cálculos específicos

se encuentran en la memoria técnica correspondiente. (*ver memoria de cálculo en Anexos*)

#### 4.4.2. Esfuerzos y deformaciones en la cimentación zapata corrida original bajo las cargas del muro

Para la viga de cimentación original que se visualiza en la figura 24, sometida a un aumento de cargas por la incorporación del muro estructural, se determinó un momento máximo de 148,889 Ton·m, resultado de la combinación de cargas 1.2D+L+Sy mostradas del modelado de la figura 25. El análisis calculó un área de acero requerida ( $A_s$ ) de 49,222 cm<sup>2</sup> y una cuantía de refuerzo de 0.017362, valores que cumplen con los límites normativos al estar por debajo de la cuantía máxima permitida.

*Figura 25: Modelo de la cimentación original + muros estructurales*



Fuente: Elaboración propia

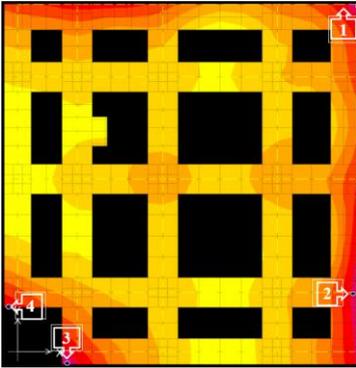
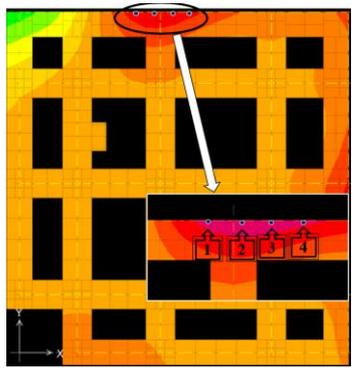
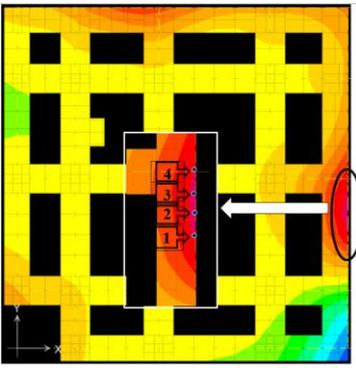
Puesto que el acero calculado de la viga es de 12,566 cm<sup>2</sup> siendo menor a 49,222 cm<sup>2</sup>, se rediseñará la viga de cimentación en los ejes de cimentación ubicados bajo el muro estructural, específicamente en los ejes X5 y YE. Esta medida permitirá mejorar la capacidad resistente de la cimentación y asegurar su desempeño frente a las mayores demandas impuestas por las cargas adicionales del muro. (*ver memoria de cálculo en Anexos*)

##### 4.4.2.1. Esfuerzos de la cimentación original + muros

En el análisis de los esfuerzos actuantes en la cimentación modelada, se consideraron las cargas ejercidas por la edificación, tal como se muestra en la Tabla 41. Este análisis empleó los mismos datos utilizados en el modelado de la cimentación original sin muros, el cual se establecieron los siguientes criterios:

- Un coeficiente de balasto de 2300 kg/m<sup>2</sup>
- La capacidad admisible de 17.726 T/m<sup>2</sup> debe superar el esfuerzo generado por la combinación de cargas estáticas (Live + Dead), asegurando que el terreno pueda soportar las cargas de servicio habituales.
- Para las combinaciones que incluyen cargas sísmicas, el esfuerzo generado no debe exceder los 23.668 T/m<sup>2</sup>, garantizando que los valores cumplan con los parámetros de diseño y seguridad estructural en condiciones dinámicas.

*Tabla 47: Esfuerzos en la cimentación más carga de muros bajo los combos de servicio*

Esfuerzos por combos de servicio					
Live + Dead		Live + Dead + Sismo X		Live + Dead + Sismo Y	
					
<b>1</b>	11,743 T/m <sup>2</sup>	<b>1</b>	19,835 T/m <sup>2</sup>	<b>1</b>	20,188 T/m <sup>2</sup>
<b>2</b>	11,581 T/m <sup>2</sup>	<b>2</b>	20,035 T/m <sup>2</sup>	<b>2</b>	21,794 T/m <sup>2</sup>
<b>3</b>	11,922 T/m <sup>2</sup>	<b>3</b>	19,854 T/m <sup>2</sup>	<b>3</b>	20,588 T/m <sup>2</sup>
<b>4</b>	10,999 T/m <sup>2</sup>	<b>4</b>	19,293 T/m <sup>2</sup>	<b>4</b>	19,509 T/m <sup>2</sup>

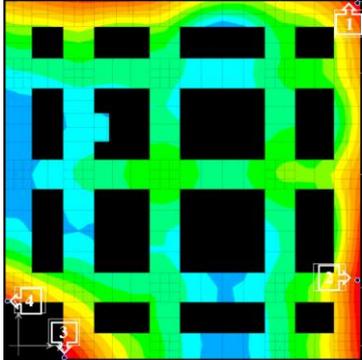
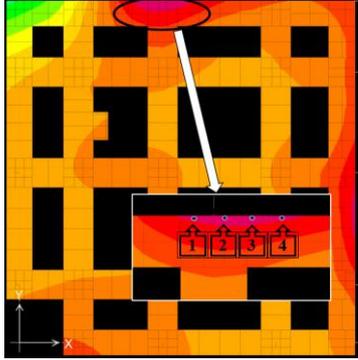
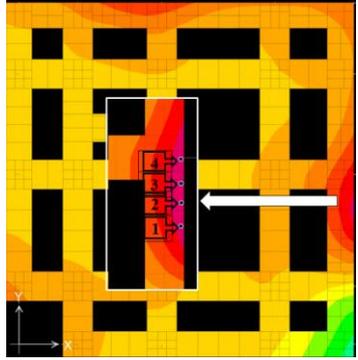
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con lo mencionado y según los datos presentados en la Tabla 47, los esfuerzos generados cumplen con los valores de capacidad admisible del terreno. Para el combo L+D, el esfuerzo máximo de 11.922 T/m<sup>2</sup> se registra entre los ejes YB y X1, en el caso del combo L+D+Sx, el mayor esfuerzo se ubica en puntos situados en el eje YC, alcanzando 20.035 T/m<sup>2</sup>, mientras que para el combo L+D+Sy, se registra un esfuerzo máximo de 21.794 T/m<sup>2</sup> en puntos distribuidos entre los ejes X2 y X3. Todos estos resultados se encuentran dentro del límite admisible tanto para cargas de servicio como para cargas sísmicas, esto confirma que el suelo tiene la capacidad adecuada para resistir de manera segura las cargas provenientes de la estructura, incluidas las generadas por el muro estructural.

#### 4.4.2.2. Deformaciones de la cimentación original + muros

En el análisis de las deformaciones que afectan a la cimentación bajo las cargas del muro estructural, se consideraron las cargas ejercidas por la edificación, tal como se detalla en la Tabla 41. Este análisis se realizó siguiendo las directrices establecidas en la evaluación previamente realizada, en la que se definió que las deformaciones resultantes deben ser inferiores a 150 mm, estos criterios aseguran que las deformaciones generadas por las cargas del muro estructural no comprometan la integridad ni la funcionalidad de la cimentación.

Tabla 48: Deformaciones en la cimentación más carga de muro bajo los combos de servicio

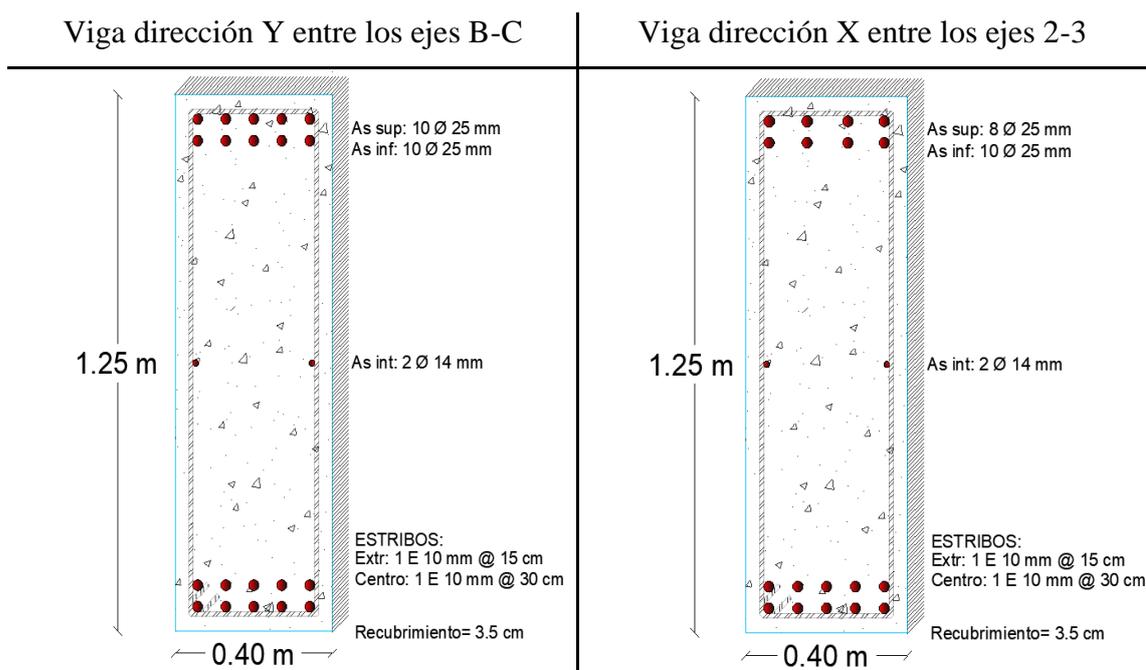
Deformaciones por combos de servicio					
Live + Dead		Live + Dead + Sismo X		Live + Dead + Sismo Y	
					
<b>1</b>	5,106 mm	<b>1</b>	8,624 mm	<b>1</b>	8,777 mm
<b>2</b>	5,035 mm	<b>2</b>	8,711 mm	<b>2</b>	9,476 mm
<b>3</b>	5,184 mm	<b>3</b>	8,632 mm	<b>3</b>	8,951 mm
<b>4</b>	4,782 mm	<b>4</b>	8,388 mm	<b>4</b>	8,482 mm

Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con lo mencionado, las deformaciones obtenidas cumplen con los valores establecidos, ya que en ningún caso superan el límite de 10 mm, como se detalla en la Tabla 48. Para el combo L+D, la deformación máxima registrada es de 5.184 mm, ubicada entre los ejes YB y X1, para el combo L+D+Sx, la mayor deformación es de 8.711 mm, localizada en la zona del eje YC, mientras que para el combo L+D+Sy, se alcanza un valor de 9.476 mm en puntos distribuidos entre los ejes X2 y X3. Todos estos resultados se encuentran dentro de los límites establecidos, lo que confirma que el suelo propuesto posee la capacidad necesaria para soportar adecuadamente las deformaciones inducidas por las cargas generadas en la cimentación, tras la incorporación del muro estructural.



Figura 27: Vigas de cimentación debajo los muros estructurales

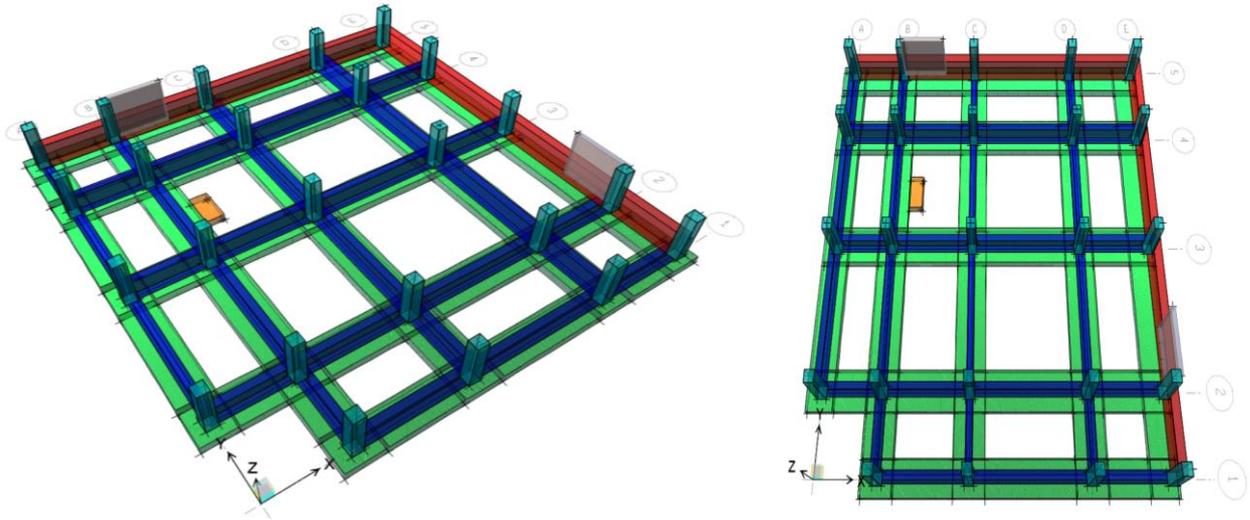


Fuente: Elaboración propia

Además, se evaluó la viga correspondiente a la zapata de ancho menor de 1.3 m presente en la cimentación. Según los cálculos realizados, esta viga se comporta como una viga rectangular y no como una viga T. Asimismo, se concluyó que ambas vigas utilizadas en la cimentación cumplen con el control de agrietamiento en el que para la viga presentada en la figura 27, el momento máximo generado es de 24.714 ton.m, significativamente menor al momento de diseño de 195.276 ton.m. De manera similar, en la viga de la figura 24, el momento máximo generado es de 20.922 ton.m, inferior al momento máximo evaluado de 42.617 ton.m. Estos resultados garantizan la seguridad y funcionalidad de la cimentación modificada propuesta, asegurando que las vigas trabajen dentro de los límites de diseño y sin comprometer la estabilidad estructural. (*ver memoria de cálculo en Anexos*)

En la Figura 28, se presenta el modelo actualizado de la cimentación tipo zapata corrida, que incluye los ajustes mencionados para soportar las cargas adicionales generadas por los muros estructurales.

Figura 28: Modelo de la cimentación zapata corrida modificada + muros estructurales



Fuente: Elaboración propia

#### 4.4.3.1. Esfuerzos de la cimentación modificada + muros

En el análisis de los esfuerzos actuantes en la cimentación modificada, se consideraron las cargas ejercidas por la edificación, como se detalla en la Tabla 41, cumpliendo con los requisitos mencionados en la sección 4.4.2.1. Este enfoque asegura que los parámetros utilizados en el diseño y evaluación de la cimentación modificada siga teniendo la capacidad para soportar los esfuerzos generados por la estructura.

Tabla 49: Esfuerzos en la cimentación modificada bajo los combos de servicio

Esfuerzos por combos de servicio					
Live + Dead		Live + Dead + Sismo X		Live + Dead + Sismo Y	
1	11,281 T/m <sup>2</sup>	1	16,360 T/m <sup>2</sup>	1	16,602 T/m <sup>2</sup>
2	11,750 T/m <sup>2</sup>	2	16,909 T/m <sup>2</sup>	2	18,392 T/m <sup>2</sup>
3	11,928 T/m <sup>2</sup>	3	17,158 T/m <sup>2</sup>	3	18,400 T/m <sup>2</sup>
4	11,004 T/m <sup>2</sup>	4	17,209 T/m <sup>2</sup>	4	18,009 T/m <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración propia

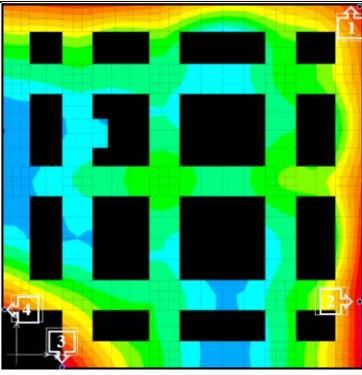
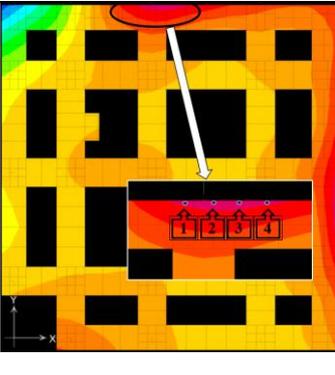
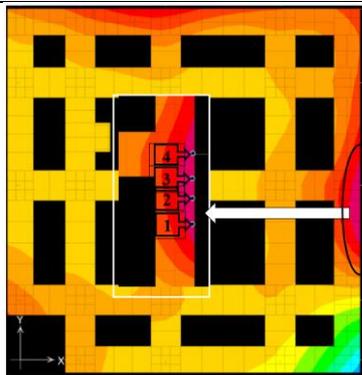
Según los datos presentados en la Tabla 49, los esfuerzos generados cumplen con los valores de capacidad admisible del terreno. Para el combo L+D, el esfuerzo máximo de 11.928 T/m<sup>2</sup> se registra entre los ejes YB y X1, muy por debajo del límite de 17.726 T/m<sup>2</sup>. En el caso del combo L+D+Sx, el mayor esfuerzo se ubica en la zona del eje YC, alcanzando 17.209 T/m<sup>2</sup>, mientras que para el combo L+D+Sy, se registra un esfuerzo máximo de 18.400 T/m<sup>2</sup> en puntos distribuidos entre los ejes X2 y X3. Ambos valores se encuentran dentro del límite admisible de 23.044 T/m<sup>2</sup> para cargas sísmicas.

Esto confirma que, a pesar de aumentar la sección de la viga en una parte de la cimentación, el suelo sigue teniendo una capacidad adecuada para resistir de manera segura las cargas provenientes de la estructura con muros estructurales. Este comportamiento se mantiene tanto en condiciones de servicio como bajo eventos sísmicos, garantizando así la estabilidad y funcionalidad de la cimentación modificada frente a las demandas estructurales previstas.

#### 4.4.3.2. Deformaciones de la cimentación modificada + muros

En el análisis de las deformaciones actuantes en la cimentación modificada, se consideraron las cargas ejercidas por la edificación, como se detalla en la Tabla 41, cumpliendo con los requisitos mencionados en la sección 4.4.2.2.

*Tabla 50: Deformaciones en la cimentación modificada bajo los combos de servicio*

Deformaciones por combos de servicio					
Live + Dead		Live + Dead + Sismo X		Live + Dead + Sismo Y	
					
<b>1</b>	4,905 mm	<b>1</b>	7,113 mm	<b>1</b>	7,218 mm
<b>2</b>	5,109 mm	<b>2</b>	7,352 mm	<b>2</b>	8,000 mm
<b>3</b>	5,186 mm	<b>3</b>	7,460 mm	<b>3</b>	7,830 mm
<b>4</b>	4,785 mm	<b>4</b>	7,482 mm	<b>4</b>	7,644 mm

Fuente: Elaboración propia

Las deformaciones obtenidas siguen cumpliendo con los valores establecidos para este análisis, ya que en ningún caso superan el límite de 10 mm, como se detalla en la Tabla 50. Para el combo L+D, la deformación máxima registrada es de 5.186 mm, ubicada entre los ejes YB y X1, lo cual está muy por debajo del límite permisible de 150 mm. En el combo L+D+Sx, la mayor deformación es de 7.482 mm ubicada en la zona del eje YC, mientras que para el combo L+D+Sy, se alcanza un valor de 8.000 mm en puntos distribuidos entre los ejes X2 y X3, estos se encuentran dentro de los límites establecidos por la NEC.

Todos estos valores cumplen con los límites establecidos por la NEC. Por lo tanto, los resultados confirman que el suelo propuesto tiene la capacidad necesaria para soportar adecuadamente las deformaciones inducidas por las cargas generadas por la estructura con muros, asegurando que la cimentación planteada alcance un desempeño estructural óptimo.

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

- Los esfuerzos obtenidos del suelo, en los modelos analizados, en el combo de servicio L+D+Sy, en la cimentación original, los esfuerzos alcanzan 19.34 t/m<sup>2</sup>, mientras que, en la modificada los esfuerzos disminuyen a 18.40 t/m<sup>2</sup>. Este resultado es favorable para el análisis, ya que no supera el 30% de la capacidad admisible de 23.044 t/m<sup>2</sup>, lo que indica que la cimentación disipa los esfuerzos de manera eficiente.
- El diseño de la cimentación, en los modelos analizados muestran que dichas deformaciones son mayores en el combo L+D+Sy, pero en ningún caso superan los 10 mm, lo que confirma que la cimentación cumple adecuadamente con los requisitos de desempeño bajo las condiciones analizadas.
- La propuesta de cimentación para el edificio de cuatro pisos de uso múltiple, demuestra que, al aumentar la sección del muro estructural, se requiere una viga de cimentación de mayor sección que la original, ya que estos elementos deben distribuir las cargas verticales de manera uniforme. No obstante, la implementación de muros estructurales puede ser una opción favorable si se busca mejorar la rigidez, estabilidad y resistencia, así como reducir las derivas, asegurando que el edificio cumpla con los requisitos de la norma NEC.
- El análisis comparativo entre las aceleraciones espectrales del sismo del 18 de marzo de 2023 y el espectro de diseño empleado para el edificio evaluado revela que, aunque la intensidad del evento sísmico superó el espectro de respuesta considerado en el diseño, no se observaron daños visibles ni asentamientos en los elementos estructurales o la fachada durante la inspección de campo. Esto permite concluir que la cimentación del edificio disipó las cargas sísmicas de manera eficiente, garantizando la estabilidad y el desempeño adecuado de la estructura frente a este evento.
- El análisis de rigidez estructural, realizado conforme a los parámetros establecidos por la norma NEC y el uso previsto de la edificación, demuestra que los muros estructurales desempeñan un papel fundamental en el aumento de la rigidez, contribuyendo a la reducción de las derivas según su ubicación. No obstante, en el caso analizado, la inclusión de muros en distintas posiciones

dentro de la estructura evidencia que no es posible alcanzar una respuesta traslacional pura en ambas direcciones principales sin incrementar el riesgo de torsión en el edificio.

- El análisis evidenció que la inclusión de muros en el sistema estructural puede dificultar la obtención de una respuesta traslacional adecuada debido al aumento de las restricciones en ciertas direcciones. Conforme a las recomendaciones normativas, se sugiere ubicar los muros en posiciones estratégicas que no comprometan la estabilidad global de la estructura. En este sentido, se plantea la instalación de muros de 2.50 m de longitud y 0.20 m de espesor, ubicados de manera que sean compatibles con la distribución de cargas y mantengan la funcionalidad arquitectónica.
- El análisis del suelo, basado en los valores propuestos para la evaluación, muestra que un aumento en el módulo de balasto incrementa los esfuerzos en la cimentación, mientras que las deformaciones disminuyen, reflejando así un aumento en la rigidez del terreno. Para el diseño de zapatas corridas, se utilizó un módulo de balasto de  $2300 \text{ t/m}^3$ , valor que optimiza la interacción suelo-estructura y garantiza un desempeño satisfactorio frente a cargas gravitacionales y sísmicas.
- El análisis de la capacidad admisible, considerando mejoramientos de 1.6 m y 1 m, ambos sobre 1 m de suelo original, muestra que una mayor cantidad de mejoramiento puede incrementar la capacidad hasta  $5.5 \text{ t/m}^2$ . En cambio, si el suelo original posee una mayor capacidad, esta podría duplicarse en los mejores casos. No obstante, los resultados dependen de las características del mejoramiento, ya que, si sus propiedades no son favorables, la capacidad no experimentará un aumento significativo.

## 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda contar con estudios geotécnicos exhaustivos antes del diseño de la cimentación para determinar parámetros como la capacidad portante del terreno, el módulo de balasto y las características de los estratos. Esto asegurará un diseño de cimentación seguro y eficiente.
- Se aconseja diseñar las zapatas considerando las cargas gravitacionales, sísmicas y dinámicas, asegurándose de que las deformaciones y refuerzos cumplan con las normas NEC, para evitar asentamientos excesivos o fallos estructurales.
- Es fundamental que todos los elementos estructurales diseñados cumplan con los requisitos de la normativa NEC, asegurando que se ajusten a los parámetros de resistencia, rigidez y estabilidad.
- Se recomienda coordinar la ubicación de los muros estructurales con el diseño arquitectónico, asegurando que no interfieran con las zonas de circulación ni con aberturas esenciales como puertas y ventanas, evitando comprometer la funcionalidad del espacio y la estabilidad estructural.
- Se recomienda realizar un mejoramiento del suelo con una profundidad mínima de 1 metro para garantizar una capacidad admisible adecuada en edificios con muros estructurales. Esto permitirá al terreno soportar de manera eficiente las cargas generadas por el sistema estructural, optimizando la interacción suelo-estructura y minimizando el riesgo de asentamientos diferenciales.
- Se recomienda revisar cuidadosamente todas las cargas aplicadas sobre las zapatas, ya que, si alguna carga está mal asignada, no se podrá garantizar que la cimentación soporte adecuadamente las cargas transferidas por los pórticos y los muros estructurales.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Almengor, L., & Grajales-Saavedra, F. (2023). Análisis numérico de la capacidad de cimientos profundos en suelos estratificados. *Congreso Nacional de Ciencia y Tecnología – APANAC*, 101–107. <https://doi.org/10.33412/apanac.2023.3918>
- Beauval, C., Marinière, J., Laurendeau, A., Singaicho, J. -C., Viracucha, C., Vallée, M., Maufroy, E., Mercerat, D., Yepes, H., Ruiz, M., & Alvarado, A. (2017). Comparison of Observed Ground-Motion Attenuation for the 16 April 2016  $M_w$  7.8 Ecuador Megathrust Earthquake and Its Two Largest Aftershocks with Existing Ground-Motion Prediction Equations. *Seismological Research Letters*, 88(2A), 287–299. <https://doi.org/10.1785/0220160150>
- Benjumea Royero, J. M., Sotelo Monroy, F. S., Celis Melo, C. E., & Chio Cho, G. (2017). Efecto del grado de capacidad de disipación de energía sísmica seleccionado en las cantidades de obra de muros de concreto reforzado. *Revista Tecnura*, 20(50), 15. <https://doi.org/10.14483/udistrital.jour.tecnura.2016.4.a01>
- Bensoula, M., Bousmaha, M., & Missoum, H. (2022). Relative density influence on the liquefaction potential of sand with fines. *Revista de La Construcción*, 21(3), 692–702. <https://doi.org/10.7764/RDLC.21.3.692>
- Blandón, C., & Bonett, R. (2020). Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer. *Journal of Building Engineering*, 28, 101035. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101035>
- Braja M, D. (2012). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Séptima edición*.
- Cabrera, P., Ordoñez, J., Carrión, L., & Lima, R. (2020). Geotecnia enfocada a cimentaciones de edificaciones de 3 pisos en la ciudad de Machala. *Conference Proceedings (Machala)*, 4(1), 94–111. <https://doi.org/10.48190/cp.v4n1a6>
- Caiza Sánchez, P., & Viera Arroba, P. (2019). *Diseño de columnas y muros estructurales*. [www.repositorio.espe.edu.ec](http://www.repositorio.espe.edu.ec).
- Dezhina, I. Y. (2019). Optimal design of foundations by means of nonlinear calculation methods. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 687(4), 044032. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/687/4/044032>

- Diaz-Segura, E. G. (2022). Actuales requerimientos para el diseño geotécnico de cimentaciones superficiales. *Gaceta Técnica*, 23(2), 1–3. <https://doi.org/10.51372/gacetatecnica232.1>
- Fernández Sola, L. R., Hernández Rodríguez, L. F., Loeza Pérez, C. E., & González Cuevas, O. M. (2020). ACCIONES DE DISEÑO EN CIMENTACIONES EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO CON COMPORTAMIENTO INELÁSTICO. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 104, 32–50. <https://doi.org/10.18867/ris.104.539>
- Georgantzia, E., Nikolaidis, T., Katakalos, K., Tsikaloudaki, K., & Iliadis, T. (2022). Dynamic Performance Analysis by Laboratory Tests of a Sustainable Prefabricated Composite Structural Wall System. *Energies*, 15(9), 3458. <https://doi.org/10.3390/en15093458>
- Hakro, M. R., Kumar, A., Ali, M., Habib, A. F., de Azevedo, A. R. G., Fediuk, R., Sabri, M. M. S., Salmi, A., & Awad, Y. A. (2022). Numerical Analysis of Shallow Foundations with Varying Loading and Soil Conditions. *Buildings*, 12(5), 693. <https://doi.org/10.3390/buildings12050693>
- Kanwal, G., Ahmed, N., & Nawaz, R. (2024). A comparative analysis of the vibrational behavior of various beam models with different foundation designs. *Heliyon*, 10(5), e26491. <https://doi.org/10.1016/j.heliyon.2024.e26491>
- MARÍA VERÓNICA ALBUJA LANDI et al. (2023). MATHEMATICAL MODELING OF THE COEFFICIENTS USED IN THE CORRELATION BETWEEN THE STANDARD PENETRATION TEST AND THE SOILS LOAD CAPACITY. *Russian Law Journal*, 11(8s). <https://doi.org/10.52783/rlj.v11i8s.1415>
- Marín Bardales, N. H., & Evangelista Benites, G. D. (2021). INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA DEL SUELO MEJORADO EN EL DISEÑO DE LOSA DE CIMENTACIÓN MEDIANTE UN MODELO DE INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA. *INGENIERÍA: Ciencia, Tecnología e Innovación*, 8(2), 135–148. <https://doi.org/10.26495/icti.v8i2.1916>
- Merah, A. (2021). A case study of foundation failure of a residential building: From diagnosis to reparation. *Journal of Building Materials and Structures*, 8(1), 9–18. <https://doi.org/10.34118/jbms.v8i1.772>
- Mohamed A. Sakr, M. A. E. A. K. N. W. R. A. E. A. E. and N. O. Ali. (2022). Improvement of Soft Clay Soil with Different Techniques State of the Art. *International Journal of*

- Advances in Structural and Geotechnical Engineering*, 06(03), 35–44.  
<https://doi.org/10.21608/asge.2022.274734>
- Molina-Villegas, J., Ortega, J., & Toro, A. (2021). Analysis of beams on elastic foundations using Green's functions. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, 37(2). <https://doi.org/10.23967/j.rimni.2021.06.002>
- Morelli, F., Natali, A., & Poggi, G. (2023). Seismic behavior and nonlinear analysis of Hybrid Coupled Shear Walls. *Procedia Structural Integrity*, 44, 574–581.  
<https://doi.org/10.1016/j.prostr.2023.01.075>
- Mustafa, T. S. (2019). Comparative Study for the Effect of Rigid and Semirigid Diaphragms on Reinforced Concrete Walls. *Journal of Engineering Research and Reports*, 1–8.  
<https://doi.org/10.9734/jerr/2019/v8i116979>
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *GEOTÉCNIA Y CIMENTACIONES*.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *PELIGRO SÍSMICO, DISEÑO SISMO RESISTENTE*.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO*
- Norma Ecuatoriana de la Construcción. (2015). *Viviendas de hasta 2 pisos con luces de hasta 5m*.
- Norma ACI 318-19. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- Pantelidis, L. (2023). *Bearing capacity of strip foundations based on soil parameters: a classical earth pressure analysis problem*. <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-2940474/v1>
- PDOT. (2019). *PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL DEL CANTÓN MACHALA*.
- Quintero-Chamorro, J. A., Martínez-Ortega, B. J., & Cruz-Velasco, L. G. (2021). Evaluation of Load Capacity of Stratified Soils (2 Layers) by Means of Numerical Analytical Comparison. *Revista Facultad de Ingeniería*, 30(55), e12080.  
<https://doi.org/10.19053/01211129.v30.n55.2021.12080>
- Rad, H. T., Jalali, F. M., Gheibi, M., Khaksar, R. Y., Annuk, A., & Moezzi, R. (2024). Enhancing Load-Bearing Capacity of Weak Soils Using Geosynthetics: A Finite Element Analysis. *Mining*, 4(4), 777–805. <https://doi.org/10.3390/mining4040044>

- Rupay Vargas, M. J., Huamani Escalante, M., Santos Quispe, Y. A., Velásquez Pecho, R. A., & Huamani Curi, J. R. (2023). Análisis estructural utilizando el software ETABS para la identificación del sistema estructural. *Yotantsipanko*, 3(1), 63–73. <https://doi.org/10.54288/yotantsipanko.v3i1.30>
- Syahril, S., Suyono, A., Muchtar, M., Hendry, H., Prajudi, R., & Riandi, R. (2022). PERBAIKAN TANAH PROBLEMATIK LEMPUNG LUNAK DENGAN METODE STABILISASI KIMIAWI DITINJAU DARI NILAI KADAR AIR DAN INDEKS PLASTISITAS. *Wahana Teknik Sipil: Jurnal Pengembangan Teknik Sipil*, 27(2), 244. <https://doi.org/10.32497/wahanats.v27i2.4145>
- Tamboura, H. H. (2024). BEARING CAPACITY ESTIMATION OF STRIP FOOTING ON TWO-LAYERED  $c-\phi$  SOILS BASED ON THE RIGID PLASTIC FINITE ELEMENT METHOD. *International Journal of GEOMATE*, 26(117). <https://doi.org/10.21660/2024.117.g13272>
- Thirmanpalli, S., Kommu, S., & Kadali, S. (2024). Design of shallow foundation on clayey strata using Ground improvement techniques – A Numerical Study. *Journal of Physics: Conference Series*, 2779(1), 012064. <https://doi.org/10.1088/1742-6596/2779/1/012064>
- Ural, N., & Gergin, A. (2020). Foundation design on problematic soils with high underground water level. *Revista de La Construcción*, 19(3), 233–245. <https://doi.org/10.7764/rdlc.19.3.233-245>
- Vořechovský, M., Miča, L., & Boštík, J. (2024). Shallow foundation design: a comparative study of partial safety factors and full probabilistic methods. *Scientific Reports*, 14(1), 13676. <https://doi.org/10.1038/s41598-024-63003-0>
- Yilmazoglu, M. U., & Ozocak, A. (2023). Bearing Capacity of Shallow Foundations on Unsaturated Silty Soils. *Applied Sciences*, 13(3), 1308. <https://doi.org/10.3390/app13031308>
- Zapata Escobar, A., Bonett, R., & Blandón, C. (2021). ESTIMACIÓN RÁPIDA DE LA DEMANDA SÍSMICA EN EDIFICIOS DE MUROS DELGADOS DE HORMIGÓN REFORZADO. *Encuentro Internacional de Educación En Ingeniería ACOFI 2021*, 1–11. <https://doi.org/10.26507/ponencia.1855>

## ANEXOS

# Certificado De Autorización

Machala, 07 de Noviembre del 2023

## CERTIFICADO DE AUTORIZACIÓN:

Por la presente, yo, **Wilson de Jesús Quezada Sanmartín**, en mi calidad de **Ingeniero Civil**, autorizo a **Ivette Paulina Arcos García y María Cristina Ríos Quezada** para el uso y modificación de los planos arquitectónicos y estructurales del edificio Cuenca Calderón.

Dicha autorización se concede exclusivamente para su inclusión, análisis y planteamiento en el desarrollo de su trabajo de titulación titulado “**ESTUDIO DE CIMENTACIÓN TIPO ZAPATA CORRIDA PARA PÓRTICOS CON MUROS ESTRUCTURALES DE CONCRETO EN EDIFICACIONES**”.

Se deja constancia de que los derechos de autor y la titularidad del material original permanecen bajo mi propiedad, salvo aquellos derivados del trabajo de titulación de las beneficiarias mencionadas.

Este certificado tiene vigencia durante el desarrollo del proyecto de titulación y hasta su conclusión, salvo indicación en contrario por escrito.

Atentamente,



---

**Ing. Civ. Wilson de Jesús Quezada Sanmartín.**  
**C.I. 0702432519**

Email: [wilsonquezada.28@hotmail.com](mailto:wilsonquezada.28@hotmail.com)

# Memoria De Cálculo

# Memoria de Calculo

## 1. Capacidad admisible - Método de Meyerhof en suelos estratificados: Suelo fuerte sobre suelo débil.

### DATOS

Ancho de zapata (min) =  $B := 1.30 \text{ m}$

Profundidad de desplante =  $Df := 1 \text{ m}$

Factor de seguridad =  $FS := 3$

### Para los datos de estrato superior:

$$H_1 := 1.60 \text{ m} \quad Y_{s1} := 22.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad q_{b1} := 1.33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^3} \quad \phi_1 := 38^\circ \quad c_1 := 6.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### Para los datos de estrato inferior:

$$H_2 := 1 \text{ m} \quad Y_{s2} := 15.3 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad q_{b2} := 0.40 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^3} \quad \phi_2 := 19^\circ \quad c_2 := 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Profundidad Total =  $Ht := H_1 + H_2 = 2.6 \text{ m}$

Presión de contacto de la base =  $q := Y_{s1} \cdot Df = 22.75 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Mediante los ángulos de cada estrato, se procede a encontrar los factores correspondientes de acuerdo a la siguiente tabla:

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

### Estrato Superior:

$$Nc_1 := 61.35$$

$$Nq_1 := 48.93$$

$$Ny_1 := 78.03$$

### Estrato Inferior:

$$Nc_2 := 13.93$$

$$Nq_2 := 5.80$$

$$Ny_2 := 4.68$$

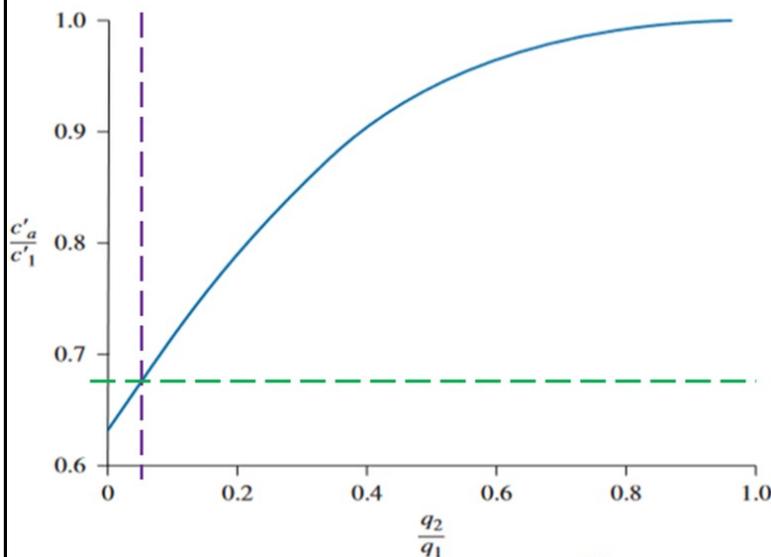
Con los factores que corresponde a cada estrato, se emplea las siguientes ecuaciones:

$$qt := c_1 \cdot Nc_1 + q \cdot Nq_1 + \frac{1}{2} \cdot Ys_1 \cdot B \cdot Ny_1 = 2676.231 \frac{kN}{m^2}$$

**Estrato Superior:**  $q1 := c_1 \cdot Nc_1 + \frac{1}{2} \cdot Ys_1 \cdot B \cdot Ny_1 = 1563.073 \frac{kN}{m^2}$

**Estrato Inferior:**  $q2 := c_2 \cdot Nc_2 + \frac{1}{2} \cdot Ys_2 \cdot B \cdot Ny_2 = 74.403 \frac{kN}{m^2}$

$q_g := \frac{q2}{q1} = 0.05$  Con este valor se procede a encontrar el coeficiente de variación



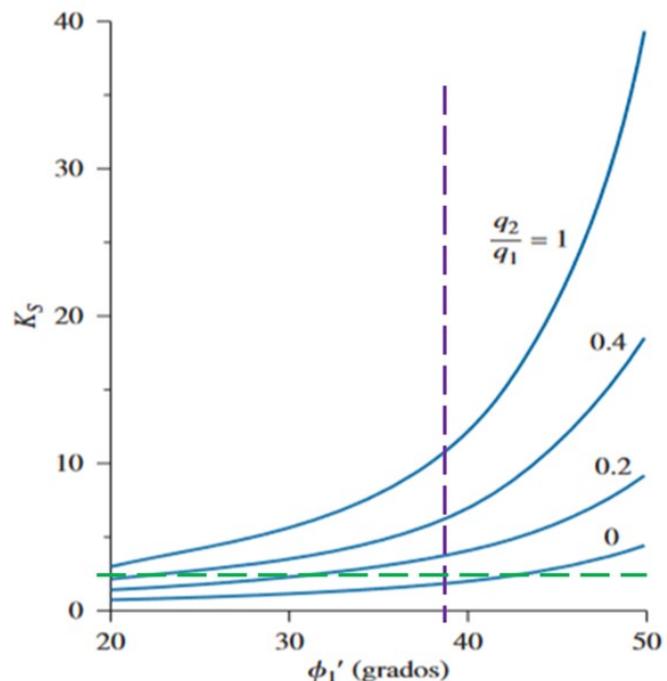
Considerando que  $c_g$  es el valor obtenido de la gráfica, para calcular  $ca$ , se aplica la siguiente fórmula:

$$c_g := 0.68$$

$$ca := c_1 \cdot c_g = 4.536 \frac{kN}{m^2}$$

En esta gráfica se utiliza el ángulo de fricción del estrato superior de  $38^\circ$  y la curva correspondiente a 0.05, con el fin de determinar visualmente el valor de  $K_s$

Dando un valor =  $Ks := 3.2$



Con estos resultados ya podemos aplicar la siguiente ecuación correspondiente al método.

$$q_U = q_b + \frac{2c'_a H}{B} + y_1 H^2 \cdot \left(1 + \frac{2Df}{H}\right) \cdot \frac{k_s \tan \phi'_1}{B} - y_1 H \leq q_t$$

$$q_u := 39.24 + \frac{2 \cdot (4.536) \cdot 2.6}{1.3} + 22.75 \cdot (2.6)^2 \cdot \left(1 + \frac{2 \cdot 1}{2.6}\right) \cdot \frac{3.2 \cdot \tan(38)}{1.3} - 22.75 \cdot 2.6$$

$$q_u := 521.508 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Lo pasamos a} = \quad Q_u := \frac{q_u}{FS} \cdot 0.10197 = 17.726 \frac{tonf}{m^2}$$

$$q_t = 2676.231 \frac{kN}{m^2}$$

Para el control de  $Q_u \leq Q_t$ , aplicamos :  $Q_t := \frac{q_t}{FS} = 100.273 \frac{tonf}{m^2}$

$$17.726 \cdot \frac{tonf}{m^2} \leq 100.273 \cdot \frac{tonf}{m^2} \quad \text{OK}$$

Por lo tanto, la capacidad admisible si cumple por el control mostrado.

**- Capacidad admisible máxima para las combinaciones de servicio que consideran efectos sísmicos.**

En el análisis de esfuerzos de la cimentación, se debe considerar un aumento del 30% en la capacidad admisible, la cual debe ser mayor que los esfuerzos generados para cada combinación de servicio evaluada.

$$Q_{adm} := (Q_u \cdot 30\%) + Q_u = 23.044 \frac{tonf}{m^2}$$

**- Capacidad admisible considerando 1 m de mejoramiento**

Este análisis presenta un caso en el que se considera un mejoramiento de 1 m, compuesto por una capa de replantillo de 10 cm, lastre de 40 cm y piedra bola de 50 cm. Aplicando el procedimiento previamente descrito, se obtiene una capacidad admisible de:

$$Q_{u_{1m}} := 12.181 \frac{tonf}{m^2} \quad \text{A esta capacidad admisible le aumentamos el 30\%.} \quad Q_{adm1} := 1.3 \cdot Q_{u_{1m}} = 15.835 \frac{tonf}{m^2}$$

Esta evaluación demuestra que, para nuestro caso de estudio, no es recomendable utilizar un mejoramiento de 1 m en presencia de muros estructurales, ya que los esfuerzos superan la capacidad admisible, incluso con un incremento del 30%.

## 2. Diseño de viga de cimentación

Se considerarán estos valores correspondientes al acero y al concreto respectivos para el cálculo requerido en cada caso analizado.

$$\text{Resistencia a la compresión del concreto} = f'c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$\text{Límite de fluencia de las barras de acero grado 60} = Fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

### - Viga de cimentación original bajo cargas propias de la estructura.

#### DATOS

$$\text{Recubrimiento} = rec := 3.5 \text{ cm}$$

$$\text{Diámetro de estribo} = \phi_{est} := 10 \text{ mm}$$

$$\text{Diámetro del plano} = \phi_{asp} := 20 \text{ mm}$$

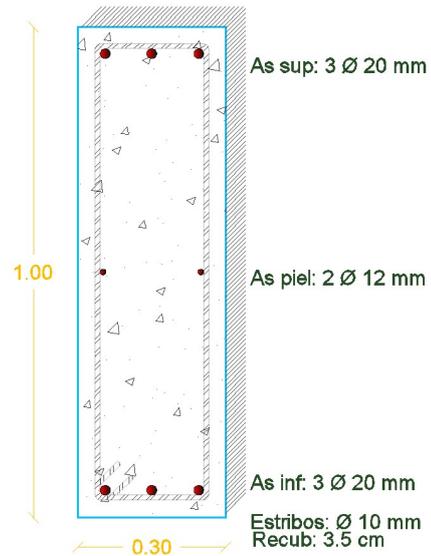
$$\text{Base de la viga} = B_{vo} := 30 \text{ cm}$$

$$\text{Altura de la viga} = H_{vo} := 100 \text{ cm}$$

El momento máximo encontrado en este análisis fue por medio del combo 1.2D+L+Sx con un valor de:

$$Mu_{vo} := 38.153 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

Se procede a calcular el peralte requerido, que corresponde a la viga planteada en el plano:



$$d_{vo} := H_{vo} - rec - \phi_{est} - \frac{\phi_{asp}}{2} = 94.5 \text{ cm} = \text{Peralte de la viga}$$

#### Cuantía mínima

$$\rho_{min1} := \frac{1.4}{420} = 0.00333$$

$$\rho_{min2} := \frac{\sqrt{28}}{4 \cdot 420} = 0.00315$$

Se escoge la mayor de las dos cuantías, por lo tanto es:  $\rho_{min1} = 0.00333$

#### Cuantía máxima

$$\beta := 0.85 - 0.05 \cdot \left( \frac{f'c - 280}{7} \right) = 0.85$$

$$\rho_b := \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'c \cdot (600)}{Fy \cdot (600 + Fy)}$$

$$\rho_b := 0.02833$$

$$\rho_{max} := 0.75 \cdot \rho_b = 0.02125$$

#### Control de peralte mínimo

$$R_{max} := \rho_{max} \cdot Fy \cdot \left( 1 - 0.59 \cdot \rho_{max} \cdot \frac{Fy}{f'c} \right) = 72.459$$

$$\frac{R_{max}}{10} = 7.246 \text{ MPa}$$

$$d_{min.vo} := \sqrt[2]{\frac{(Mu_{vo} \cdot 9.81) \cdot 10^6}{0.9 \cdot R_{max} \cdot B_{vo}}} \quad d_{min.vo} := 40.94 \text{ cm}$$

$$d_{min.vo} < d_{vo} \\ 40.94 \text{ cm} < 94.5 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Se visualiza que  $d_{min.vo} < d_{vo}$ , por lo que el peralte calculado esta cumpliendo con el control requerido.

### Acero requerido y cuantía

Para este calculo, sabemos que:  $\phi := 0.9$

Valores de prueba	$Mu_{vo} := 38.153 \text{ tonf} \cdot m$
	$\phi = 0.9$
	$\beta := 0.85$ $f'c := 280 \frac{kg}{cm^2}$
	$B_{vo} := 30 \text{ cm}$
	$As_{vo} := 1$ $Fy := 4200 \frac{kg}{cm^2}$
Restricciones	$d_{vo} := 94.5 \text{ cm}$
	$As_{vo} = \frac{Mu_{vo} \cdot 10^5}{\phi \cdot Fy \cdot \left( d_{vo} - \frac{\left( \frac{As_{vo} \cdot Fy}{\beta \cdot B_{vo} \cdot f'c} \right)}{2} \right)}$
Solver	$As_{vo1} := \text{find}(As_{vo}) = 11.062 \text{ cm}^2$

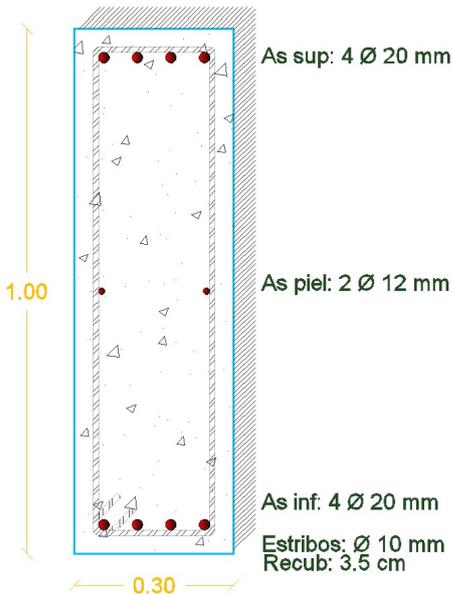
Para la cuantía requerida para el acero calculado ( $As_{vo1}$ ).

$$\rho_{vo} := \frac{As_{vo1}}{d_{vo} \cdot B_{vo}} = 0.003902 \frac{1}{cm^2} \quad \rho_{min1} < \rho_{vo} < \rho_{max}$$

$$0.00333 < 0.0039 < 0.0213 \quad \text{OK}$$

### Comprobación de área de acero utilizados en el plano

Calculamos el área de acero de las 3 de  $\phi_{asp} = 20 \text{ mm}$ , la cual debe ser mayor a la calculada ( $As_{vo1}$ ).



$$As_{\phi vo} := 3 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{asp}^2}{4} = 9.425 \text{ cm}^2$$

Se visualiza que  $As_{\phi vo} < As_{vo1}$ , por lo que, para el análisis correspondiente, se aumentará el número de varillas para alcanzar el acero requerido.

$$As_{\phi vo1} := 4 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{asp}^2}{4} = 12.566 \text{ cm}^2$$

$$As_{vo1} < As_{\phi vo1}$$

$$11.062 \text{ cm}^2 < 12.566 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Cuantía del acero aplicado:  $\rho_{vo1} := \frac{As_{\phi vo1}}{d_{vo} \cdot B_{vo}} = 0.00443$        $\rho_{min1} < \rho_{vo1} < \rho_{max}$

$$0.00333 < 0.0044 < 0.0213 \quad \text{OK}$$

Para los próximos análisis, se tomará en cuenta esta viga tanto en la evaluación de la cimentación original como en la que considera las cargas del muro estructural.

### - Viga de cimentación original sometida a un aumento de cargas debido a la incorporación del muro estructural

El momento máximo encontrado en este análisis fue por medio del combo 1.2D+L+Sy con un valor de:  $Mu_{vom} := 148.889 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Debido al aumento del momento máximo aplicado sobre la misma viga original, se procede a verificar la cuantía del acero necesario.

#### Acero requerido y cuantía

Para este calculo, sabemos que:

Valores de prueba	$Mu_{vom} := 148.889 \text{ tonf} \cdot \text{m}$	
	$\phi := 0.9$	
	$\beta := 0.85$	$f'c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	$B_{vo} := 30 \text{ cm}$	$Fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	$As_{vo} := 1$	
Restricciones	$d_{vo} := 94.5 \text{ cm}$	
	$As_{vo} = \frac{Mu_{vom} \cdot 10^5}{\phi \cdot Fy \cdot \left( d_{vo} - \frac{\left( \frac{As_{vo} \cdot Fy}{\beta \cdot B_{vo} \cdot f'c} \right)}{2} \right)}$	
Solver	$As_{vom} := \text{find} (As_{vo}) = 49.222 \text{ cm}^2$	

Para la cuantía requerida para el acero calculado ( $As_{vom}$ ) .

$$\rho_{vom} := \frac{As_{vom}}{d_{vo} \cdot B_{vo}} = 0.017362 \frac{1}{\text{cm}^2} \quad \rho_{min1} < \rho_{vo} < \rho_{max}$$

$$0.00333 < 0.01736 < 0.0213 \quad \text{OK}$$

Puesto que la viga original no cumple con el acero requerido, se propondrá una viga de mayor sección para los ejes de la cimentación situados debajo del muro estructural en la edificación, correspondientes a los ejes X5 y YE.

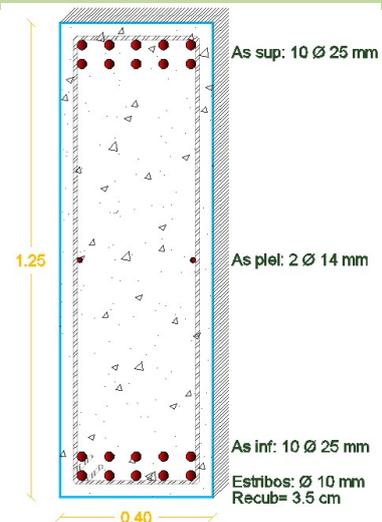
### - Viga de cimentación modificada para soportar el incremento de cargas generado por el muro estructural ubicado en los ejes YE y X5.

#### DATOS

- Recubrimiento =  $rec = 3.5 \text{ cm}$
- Diámetro de estribo =  $\phi_{est} = 10 \text{ mm}$
- Diámetro asumido =  $\phi_{as} := 25 \text{ mm}$
- Base de la viga =  $B_{vm} := 40 \text{ cm}$
- Altura de la viga =  $H_{vm} := 125 \text{ cm}$
- Separación vertical de  $\phi_{as} = S_v := 25 \text{ mm}$

El momento máximo obtenido en este análisis se calculó utilizando la combinación de cargas 1.2D + L + Sx, con un valor de:  $Mu_{vm} := 195.276 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

Se procede a calcular el peralte requerido, que corresponde a la viga planteada:



$$dc1 := rec + \phi_{est} + \frac{\phi_{as}}{2} = 5.75 \text{ cm}$$

$$dc2 := rec + \phi_{est} + \phi_{as} + S_v + \frac{\phi_{as}}{2} = 10.75 \text{ cm}$$

$$\text{Centro de acero} = CG_{as} := \frac{5 \cdot dc1 + 5 \cdot dc2}{10} = 8.25 \text{ cm}$$

$$\text{Peralte} = d_{vm} := H_{vm} - CG_{as} = 116.75 \text{ cm}$$

### Control de peralte mínimo

$$R_{max} := \rho_{max} \cdot Fy \cdot \left(1 - 0.59 \cdot \rho_{max} \cdot \frac{Fy}{f'c}\right) = 72.459 \quad \frac{R_{max}}{10} = 7.246 \text{ MPa}$$

$$d_{min.v} := \sqrt[2]{\frac{(Mu_{vo} \cdot 9.81) \cdot 10^6}{0.9 \cdot R_{max} \cdot B_{vo}}} \quad d_{min.v} := 85.038 \text{ cm}$$

$$d_{min.v} < d_v \quad 85.038 \text{ cm} < 116.75 \text{ cm} \quad \text{OK}$$

Se visualiza que  $d_{min.v} < d_v$ , por lo tanto, el peralte calculado cumple con los requisitos del control establecido.

### Acero requerido y cuantía

Para este calculo, sabemos que:

Valores de prueba	$Mu_{vm} := 195.276 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
	$\phi := 0.9$
	$\beta := 0.85$
	$B_{vm} := 40 \text{ cm}$
	$As_{vm} := 1$
	$d_{vm} := 116.75 \text{ cm}$
Restricciones	$f'c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	$Fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Solver	$As_{vm} = \frac{Mu_{vm} \cdot 10^5}{\phi \cdot Fy \cdot \left(d_{vm} - \frac{\left(\frac{As_{vm} \cdot Fy}{\beta \cdot B_{vm} \cdot f'c}\right)}{2}\right)}$
	$As_{vm1} := \text{find}(As_{vm}) = 48.736 \text{ cm}^2$

Para la cuantía requerida para el acero calculado ( $As_{v01}$ ).

$$\rho_{vm} := \frac{As_{vm1}}{d_{vm} \cdot B_{vm}} = 0.01044 \frac{1}{\text{cm}^2} \quad \rho_{min1} < \rho_{vo} < \rho_{max} \quad 0.00333 < 0.0104 < 0.0213 \quad \text{OK}$$

### Comprobación del área de acero

Calculamos la área de acero de las 10 de  $\phi_{as} = 25 \text{ mm}$ , la cual debe ser mayor a la calculada ( $As_{vm1}$ ).

$$As_{\phi vm} := 10 \cdot \frac{\pi \cdot \phi_{as}^2}{4} = 49.087 \text{ cm}^2$$

Se observa que el acero calculado es menor al proporcionado por las varillas, por lo que, para el análisis correspondiente, cumple con el acero requerido.

$$A_{s_{vm1}} < A_{s_{\phi vm}} \\ 48.736 \text{ cm}^2 < 49.087 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Cuantía del acero aplicado:  $\rho_{vm1} := \frac{A_{s_{\phi vm}}}{d_{vm} \cdot B_{vm}} = 0.01051$   $\rho_{min1} < \rho_{vo1} < \rho_{max}$   $0.00333 < 0.01051 < 0.0213 \quad \text{OK}$

Se procede a calcular los momentos positivos y negativos correspondiente al acero requerido para el armado de la viga modificada de la zapata corrida.

Ubicación		Momento Máximos		Peralte	As requerido		Cuantía	
Eje	Combo	Positivos	Negativos		Positivos	Negativos	Positivos	Negativos
Dirección Y	A-B	115,710 Tonf.m	-78,309 Tonf.m	117,58 cm	27,45 cm2	18,24 cm2	0,00588	0,00391
	B-C	<b>195,276 Tonf.m</b>	<b>-153,745 Tonf.m</b>	116,75 cm	48,74 cm2	37,49 cm2	0,01044	0,00803
	C-D	100,712 Tonf.m	-86,022 Tonf.m	119,25 cm	23,35 cm2	19,81 cm2	0,005	0,00424
	D-E	9,676 Tonf.m	-34,790 Tonf.m	119,25 cm	2,16 cm2	7,83 cm2	<b>0,00046</b>	<b>0,00168</b>
Dirección X	1-2	116,706 Tonf.m	-79,604 Tonf.m	117,58 cm	27,70 cm2	18,56 cm2	0,00593	0,00397
	2-3	<b>193,243 Tonf.m</b>	<b>-181,875 Tonf.m</b>	116,75 cm	48,17 cm2	45,05 cm2	0,01032	0,00965
	3-4	44,749 Tonf.m	-32,705 Tonf.m	119,25 cm	10,12 cm2	7,36 cm2	<b>0,00217</b>	<b>0,00158</b>
	4-5	15,287 Tonf.m	-32,025 Tonf.m	119,25 cm	3,41 cm2	7,20 cm2	<b>0,00073</b>	<b>0,00154</b>

Se tomará en cuenta que los ejes que no cumpla con la cuantía mínima, se colocara el acero que alcance la cuantía de 0.00333. Como se muestra a continuación:

Ubicación		Momento Máximos		Peralte	Acero calculado				Cuantía	
Eje		Positivos	Negativos		Positivos		Negativos		Positivos	Negativos
Dirección Y	A-B	115,710 Tonf.m	-78,309 Tonf.m	117,58 cm	6Ø25 mm	29,46 cm2	4Ø25 mm	19,64 cm2	0,00592	0,00394
	B-C	<b>195,276 Tonf.m</b>	<b>-153,745 Tonf.m</b>	116,75 cm	<b>10Ø25 mm</b>	<b>49,09 cm2</b>	<b>8Ø25 mm</b>	<b>39,28 cm2</b>	0,01044	0,00803
	C-D	100,712 Tonf.m	-86,022 Tonf.m	119,25 cm	5Ø25 mm	24,55 cm2	5Ø25 mm	24,55 cm2	0,00512	0,00434
	D-E	9,676 Tonf.m	-34,790 Tonf.m	119,25 cm	4Ø25 mm	19,64 cm2	4Ø25 mm	19,64 cm2	<b>0,00333</b>	<b>0,00333</b>
Dirección X	1-2	116,706 Tonf.m	-79,604 Tonf.m	117,58 cm	6Ø25 mm	29,46 cm2	4Ø25 mm	19,64 cm2	0,00598	0,004
	2-3	<b>193,243 Tonf.m</b>	<b>-181,875 Tonf.m</b>	116,75 cm	<b>10Ø25 mm</b>	<b>49,09 cm2</b>	<b>10Ø25 mm</b>	<b>49,09 cm2</b>	0,01032	0,00965
	3-4	44,749 Tonf.m	-32,705 Tonf.m	119,25 cm	4Ø25 mm	19,64 cm2	4Ø25 mm	19,64 cm2	<b>0,00333</b>	<b>0,00333</b>
	4-5	15,287 Tonf.m	-32,025 Tonf.m	119,25 cm	4Ø25 mm	19,64 cm2	4Ø25 mm	19,64 cm2	<b>0,00333</b>	<b>0,00333</b>

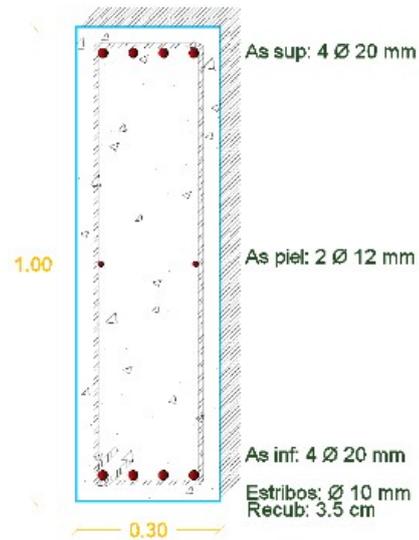
**- Verificación del acero correspondiente a la viga original que soporta la mayor carga, considerando las modificaciones realizadas en la cimentación ubicada en los ejes YE y X5.**

Se verifica que el acero calculado para la viga original de 1 m x 0.3 m cumpla con el acero requerido, conforme al momento máximo obtenido en el análisis realizado con la combinación de carga 1.2D + L + Sx, cuyo valor es:  $Mu_{vvo} := 42.617 \text{ tonf} \cdot \text{m}$

## Acero requerido y cuantía

Para este cálculo, sabemos que:

Valores de prueba	$Mu_{vvo} := 42.617 \text{ tonf} \cdot \text{m}$
	$\phi := 0.9$
	$\beta := 0.85 \quad f'c := 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	$B_{vo} := 30 \text{ cm}$
	$As_{vo} := 1 \quad Fy := 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
	$d_{vo} := 94.5 \text{ cm}$
Restricciones	$As_{vo} = \frac{Mu_{vvo} \cdot 10^5}{\phi \cdot Fy \cdot \left( d_{vo} - \frac{\left( \frac{As_{vo} \cdot Fy}{\beta \cdot B_{vo} \cdot f'c} \right)}{2} \right)}$
	$As_{vo2} := \text{find}(As_{vo}) = 12.41 \text{ cm}^2$
Solver	



Para la cuantía requerida para el acero calculado ( $As_{vo2}$ ).

$$\rho_{vo2} := \frac{As_{vo2}}{d_{vo} \cdot B_{vo}} = 0.004377 \frac{1}{\text{cm}^2} \quad \rho_{min1} < \rho_{vo2} < \rho_{max}$$

$$0.00333 < 0.0044 < 0.0213 \quad \text{OK}$$

## Comprobación de área de acero utilizados

Se verifica que el área de acero proporcionada por las 4 varillas de  $\phi_{asp} = 20 \text{ mm}$  sigue cumpliendo con los requisitos, siendo mayor al área calculada ( $As_{vo2}$ ).

$$As_{vo2} < As_{\phi vo1}$$

$$12.41 \text{ cm}^2 < 12.566 \text{ cm}^2 \quad \text{OK}$$

Se observa que  $As_{vo2} < As_{\phi vo1}$ , lo que permite concluir que la viga es capaz de resistir el aumento de carga generado por los muros estructurales.

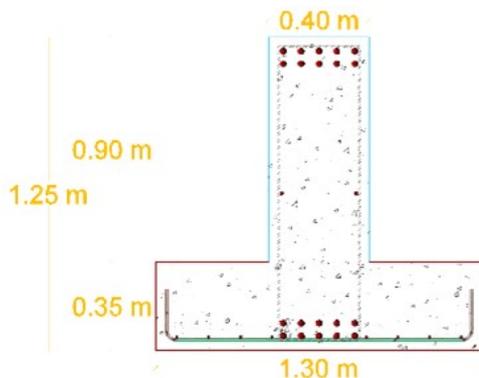
## - Comportamiento de la viga

### DATOS

$$\text{Acero de viga} = As_{\phi vm} = 49.087 \text{ cm}^2$$

$$\text{Base de viga} = B_{vm} = 40 \text{ cm}$$

$$\text{Base de zapata} = h_{zpt} = 35 \text{ cm}$$



Se calcula la profundidad del bloque de compresión de la sección transversal de la viga de concreto.

$$a := \frac{As_{\phi vm} \cdot Fy}{0.85 \cdot f'c \cdot B_{vm}} = 21.656 \frac{1}{\text{cm}} \cdot \text{cm}^2$$

Se compara la dimensión de la sección de compresión con el espesor de la zapata para determinar el tipo de viga.

Si la profundidad del bloque de compresión es menor que el espesor de la zapata, la viga funcionará como una viga rectangular. En caso contrario, si la sección de compresión es mayor, la viga actuará como una viga tipo T.

$$c < h_{zpt}$$

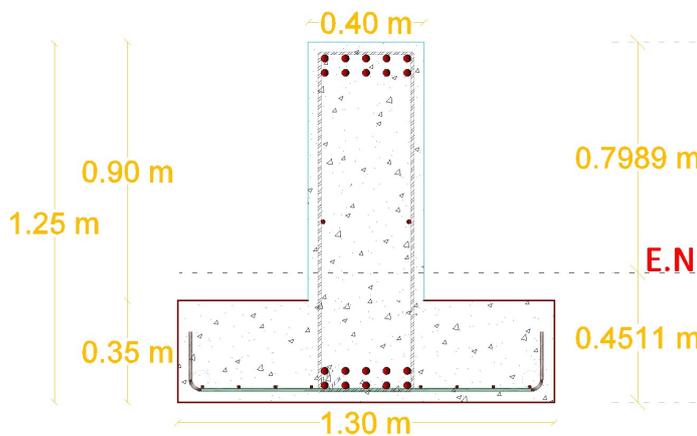
$$c := \frac{a}{\beta} = 25.478 \text{ cm}$$

$$25.478 \text{ cm} < 35 \text{ cm} \text{ OK}$$

Trabaja como viga rectangular.

### - Control de agrietamiento en la viga

#### Verificación de la viga modificada



#### DATOS

$$B = 1.3 \text{ m}$$

$$hc := 79.893 \text{ cm}$$

$$ht := 45.107 \text{ cm}$$

$$h_{zpt} = 35 \text{ cm}$$

De acuerdo a la ACI 318-19, el factor de modificación ( $\lambda$ ) corresponde a peso normal, por lo que:

$$\lambda := 1$$

Se calcula el modulo de ruptura  $f_r$ , para concreto  $f'_c = 280 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ .

$$f_r := 0.62 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} = 10.375 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

A continuación, se calculan las inercias en los ejes x-y, se utiliza la mayor de ambas para aplicar la fórmula de agrietamiento

$$I_x := \frac{B_{vm}}{3} \cdot ((H_{vm} - hc - h_{zpt})^3 + hc^3) + \frac{B}{3} \cdot ((H_{vm} - hc)^3 - (H_{vm} - hc - h_{zpt})^3)$$

$$I_x = (10.745 \cdot 10^6) \text{ cm}^4$$

$$I_y := \frac{(H_{vm} - h_{zpt}) \cdot B_{vm}^3}{12} + \frac{(h_{zpt}) \cdot B^3}{12} = (6.888 \cdot 10^6) \text{ cm}^4$$

Trabajamos con la  $I_x$  para verificar tanto para el caso de la viga en tensión como en compresión, y se selecciona el valor mayor de ambos:

### Tensión

$$Mcr1 := fr \cdot \frac{Ix}{ht}$$

$$Mcr1 := 24.714 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

### Compresión

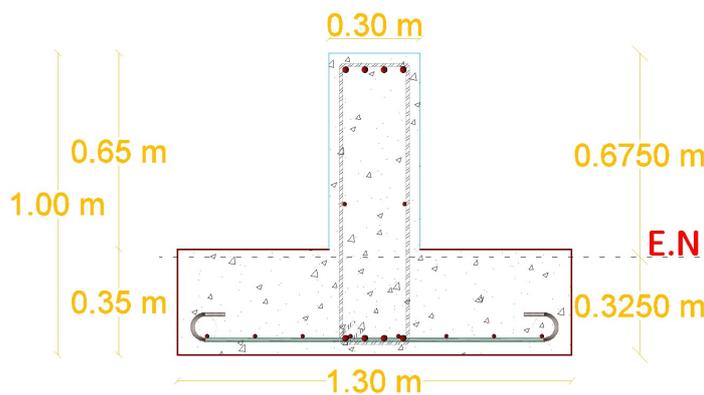
$$Mcr2 := fr \cdot \frac{Ix}{hc}$$

$$Mcr2 := 13.953 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mcr < Mu_{vm}$$

$$24.714 \text{ tonf} \cdot \text{m} < 195.276 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

### Verificación de la viga original



### DATOS

$$B = 1.3 \text{ m}$$

$$hc_{vo} := 67.5 \text{ cm}$$

$$ht_{vo} := 32.5 \text{ cm}$$

$$h_{zpt} = 0.35 \text{ m}$$

$$\lambda = 1$$

$$fr = 10.375 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Se calcula la inercia en el eje y, requerida para la aplicación de la fórmula de agrietamiento.

$$Iy_{vo} := \frac{(H_{vo} - h_{zpt}) \cdot B_{vo}^3}{12} + \frac{(h_{zpt}) \cdot B^3}{12} = (6.554 \cdot 10^6) \text{ cm}^4$$

Se verifica tanto para el caso de la viga en tensión como en compresión, y se selecciona el valor mayor de ambos:

### Tensión

$$Mcr_{vot} := fr \cdot \frac{Iy_{vo}}{ht_{vo}}$$

$$Mcr_{vot} := 20.922 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

### Compresión

$$Mcr_{voc} := fr \cdot \frac{Iy_{vo}}{hc_{vo}}$$

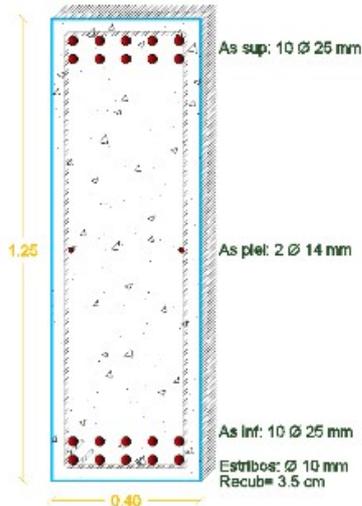
$$Mcr_{voc} := 10.074 \text{ tonf} \cdot \text{m}$$

$$Mcr < Mu_{vm}$$

$$20.922 \text{ tonf} \cdot \text{m} < 42.617 \text{ tonf} \cdot \text{m} \quad \text{OK}$$

### 3. Armado de la viga de cimentación modificada

El armado correspondiente a los cálculos presentados se basará en la sección que presenta el momento crítico  $Mu_{vm} = 195.276 \text{ tonf} \cdot \text{m}$  con la que es diseñada, ubicada entre los ejes YB y YC.



- Espaciamientos de las varillas de

$$\phi_{as} = 25 \text{ mm}$$

$$S\phi_{as} := \frac{B_{vm} - 2 \cdot rec - 2 \cdot \phi_{est} - 5 \cdot \phi_{as}}{4}$$

$$S\phi_{as} = 4.6 \text{ cm}$$

$$S\phi_{as} < 1.5 \phi_{as}$$

$$4.60 \text{ cm} < 3.75 \text{ cm} \text{ OK}$$

Comprobación :

$$b_{vm} := 2 \cdot rec + 2 \cdot \phi_{est} + 5 \cdot \phi_{as} + 4 \cdot S\phi_{as}$$

$$b_{vm} = 40 \text{ cm}$$

Para los puntos presentados a continuación, se utilizó la norma ACI 318-19, cuyas disposiciones técnicas fueron evaluadas detalladamente.

#### - Longitud de desarrollo

De acuerdo a la norma, la longitud del refuerzo corrugado requerido especialmente en regiones de momento negativos el refuerzo debe prolongarse al menos  $\frac{l_n}{6}$  para la zona de confinamiento de la viga.

$$l_{zc} := \frac{l_n}{6} = 0.642 \text{ m} \quad \text{igual a: } \boxed{l_{zc}} := 0.70 \text{ m}$$

Se considerara un factor de seguridad de 30 cm en la longitud ( $l_{zc}$ ), por lo que tenemos:

$$l_{zcv} := l_{zc} + 0.3 \text{ m}$$

$$\boxed{l_{zcv}} = 1 \text{ m}$$

Por otra parte, para regiones de momentos positivos, esta longitud debe ser al menos

$\frac{l_n}{3}$  para la zona central de la viga.

$$l_{zc_{min}} := \frac{l_n}{3} = 1.283 \text{ m} \quad \text{igual a: } \boxed{l_{zc_{min}}} := 1.3 \text{ m}$$

Luego se define la longitud máxima para la zona de confinamiento:

$$l_{zc_{max}} := 2 \cdot H_{vm} = 2.5 \text{ m}$$

Se considerará la longitud calculada  $l_{zc_{min}}$  y se añadirá el tramo faltante para completar la longitud total de la viga. Se incluirá un espacio de 0.1 m, para respetar la separación de 50 mm de los estribos en las caras de los apoyos.

$$l_{f_{zc}} := l_n - (2 \cdot l_{zcv} + l_{zc_{min}} + 0.1 \text{ m})$$

$$l_{f_{zc}} = 0.45 \text{ m}$$

$$l_{zc} := l_{zc_{min}} + l_{f_{zc}} \quad \boxed{l_{zc}} = 1.75 \text{ m}$$

### - Longitud de empalme

De acuerdo a la norma, menciona que la longitud de empalme por traslapo se calcula mediante la relación entre el área de refuerzo colocado y el área de refuerzo requerida por análisis en la ubicación de empalme.

$A_{s,colocado} / A_{s,requerido}$ en la longitud del empalme <sup>(1)</sup>	Porcentaje máximo de $A_s$ empalmado dentro de la longitud de traslapo requerida	Tipo de empalme	$\ell_{st}$	
			Mayor de:	
$\geq 2.0$	50	Clase A	Mayor de:	$1.0\ell_d$ y 300 mm
	100	Clase B	Mayor de:	$1.3\ell_d$ y 300 mm
$< 2.0$	Todos los casos	Clase B	Mayor de:	$1.3\ell_d$ y 300 mm

Donde:

$$\begin{aligned} \ell_d &:= l_z c_{min} = 1.3 \text{ m} \\ A_{s_{vm1}} &= 48.736 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{\phi vm}} &= 49.087 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$c_{st} := \frac{A_{s_{vm1}}}{A_{s_{\phi vm}}}$$

$$c_{st} = 0.993 \frac{1}{\text{cm}^2}$$

Al contar con un valor menor a 2, calculamos para un tipo de empalme de clase B

$$l_{1st} := 1.3 \cdot \ell_d = 1690 \text{ mm}$$

Seleccionamos el mayor de los dos resultados y lo convertimos en un valor entero:

$$l_{st} := 1.70 \text{ m}$$

$$l_{2st} := 300 \text{ mm}$$

### - Separación de estribos

En esta parte consideramos lo mencionado en la ACI como se muestra en la figura, además se considera conceptos constructivos para un armado optimo de los estribos.

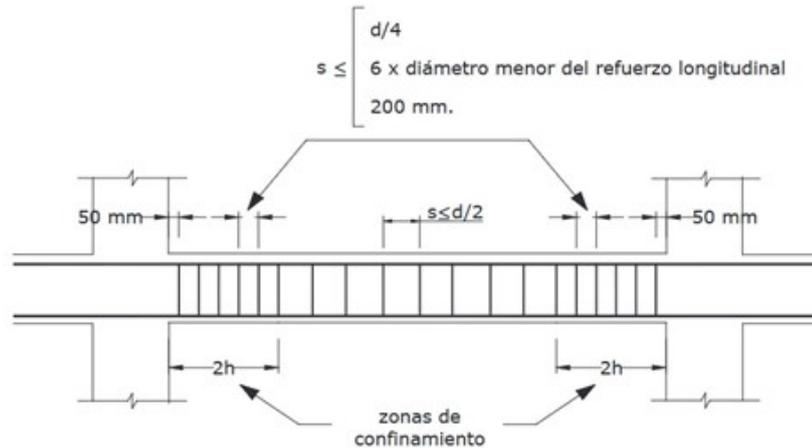
Donde:

$$H_{vm} = 125 \text{ cm}$$

$$\phi_{as} = 25 \text{ mm}$$

$$d_{vm} = 116.75 \text{ cm}$$

Procedemos a calcular los estribos correspondientes para cada zona, según se detalla a continuación:



#### Zona de confinamiento

$$Z_{c1} := \frac{d_{vm}}{4} = 291.875 \text{ mm}$$

$$Z_{c2} := 6 \cdot \phi_{as} = 150 \text{ mm}$$

$$Z_{c3} := 200 \text{ mm}$$

Escogemos el menor de los 3 valores calculados para la separación en confinamiento.

$$S_{zc} := Z_{c2} = 15 \text{ cm}$$

### Zona de centro del vano

$$Z_{cv} := \frac{d_{vm}}{2} = 58.375 \text{ cm}$$

$$Z_{cv} := 60 \text{ cm}$$

La separación de 60 cm en el centro del vano no será considerada, ya que la longitud máxima de la viga en la cimentación es de 5.35 m, y esa separación no resulta óptima para el diseño.

Por lo tanto, para la zona central se adoptará una separación equivalente al doble de la utilizada en la zona de confinamiento, con el objetivo de mantener una distribución similar al diseño original del plano.

$$S_{zcv} := 2 \cdot S_{zc}$$

$$S_{zcv} = 30 \text{ cm}$$

### - Gancho sísmico

Se verificara el diámetro mínimo interior de doblado y geometría del gancho para las varillas utilizadas en la viga de cimentación planteada.

Tipo de gancho estándar	Diámetro de la barra	Diámetro interior mínimo de doblado, mm	Extensión recta <sup>III</sup> $l_{ext}$ , mm	Tipo de gancho estándar
Gancho de 90 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$	$12d_b$	
Gancho de 135 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $6d_b$ y 75 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		
Gancho de 180 grados	No. 10 a No. 16	$4d_b$	Mayor de $4d_b$ y 65 mm	
	No. 19 a No. 25	$6d_b$		

Para  $\phi_{as} = 25 \text{ mm}$   
corresponde a  $90^\circ$

Diámetro de doblado  
 $d_{bl1} := 6 \cdot \phi_{as} = 15 \text{ cm}$

Extensión recta  
 $l_{ext1} := 12 \cdot \phi_{as} = 30 \text{ cm}$

Para  $\phi_{int} := 14 \text{ mm}$   
corresponde a  $90^\circ$

Diámetro de doblado  
 $d_{bl2} := 4 \cdot \phi_{int} = 5.6 \text{ cm}$

Extensión recta  
 $l_{ext2} := 7.5 \text{ cm}$   
 $l_{ext2} := 6 \cdot \phi_{int} = 8.4 \text{ cm}$

Para  $\phi_{est} = 10 \text{ mm}$   
corresponde a  $135^\circ$

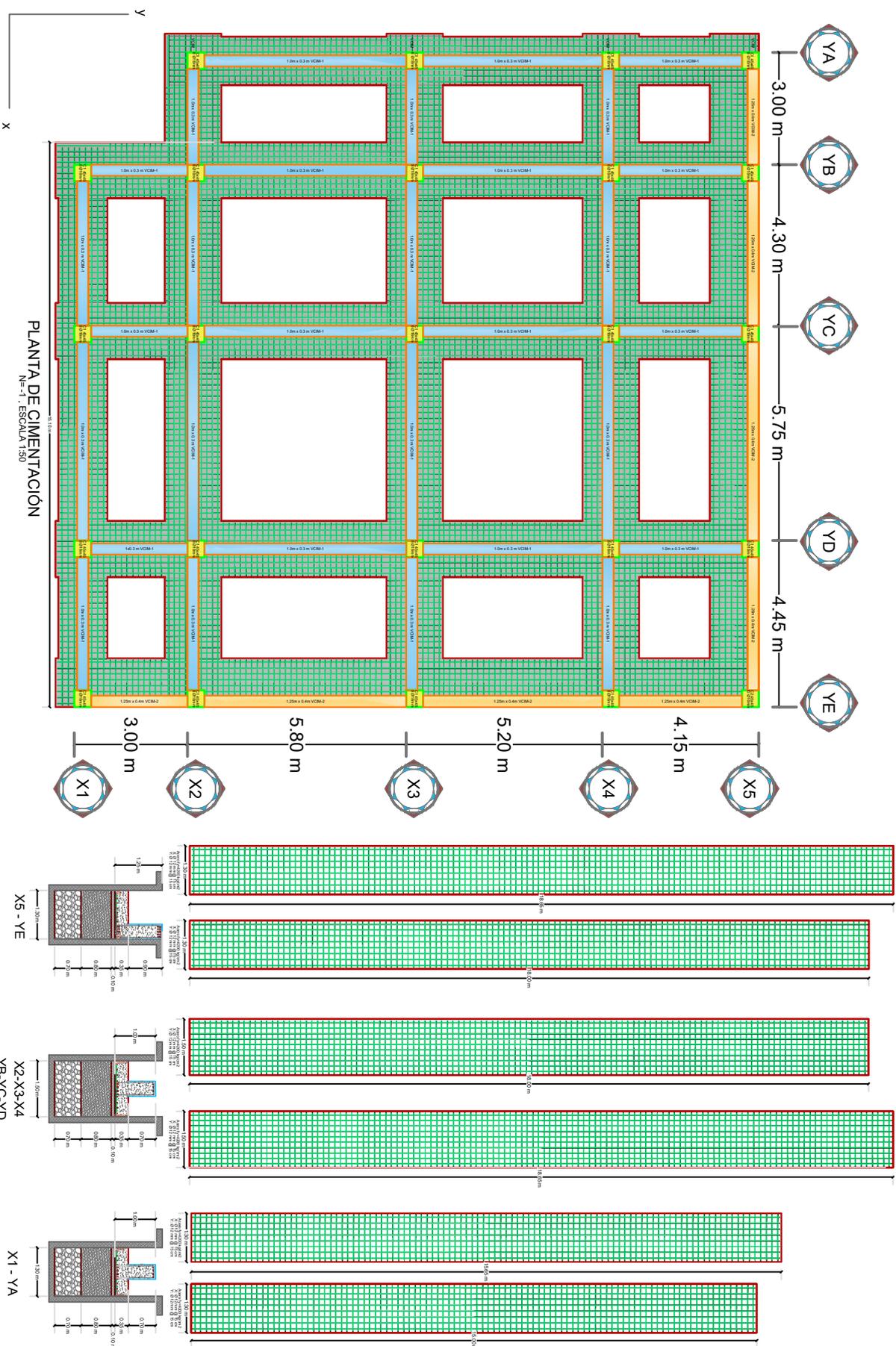
Diámetro de doblado  
 $d_{bl3} := 4 \cdot \phi_{est} = 4 \text{ cm}$

Extensión recta  
 $l_{ext3} := 7.5 \text{ cm}$   
 $l_{ext3} := 6 \cdot \phi_{est} = 6 \text{ cm}$

# Planos Estructurales

# ESPECIFICACIONES PARA HORMIGÓN:

Cimentación:  $f_c=2800\text{kg/cm}^2$ ;  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$



PLANTA DE CIMENTACIÓN

Nº=1 / ESCALA 1:50



UNIVERSIDAD TÉCNICA  
DE MACHALA  
FACULTAD DE  
INGENIERÍA CIVIL

EDIFICIO CUENCA CALDERÓN

UBICACIÓN:  
CALLE BOYACA Y PAEZ

TUTOR:

ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ  
FERNANDEZ, Mgs

NOMBRE:

IYETTE PAULINA ARCOS GARCIA  
MARIA CRISTINA RIOS QUEZADA

LOCALIZACIÓN: EL ORO-MACHALA



CONTENIDO

DETALLE DE LA CIMENTACIÓN TIPO  
ZAPATA CORRIDA

ESCALA:

1:50

PERIODO ACADÉMICO:

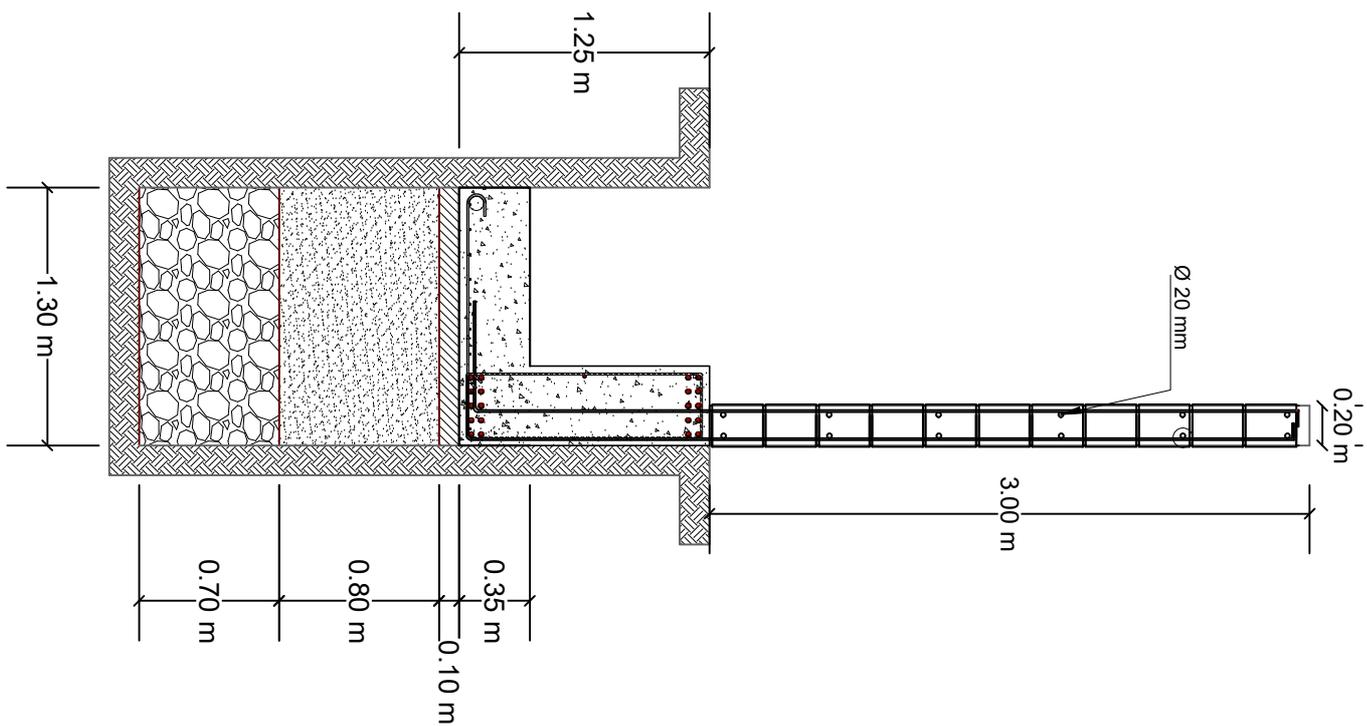
2024-2

Nº DE LAMINA:

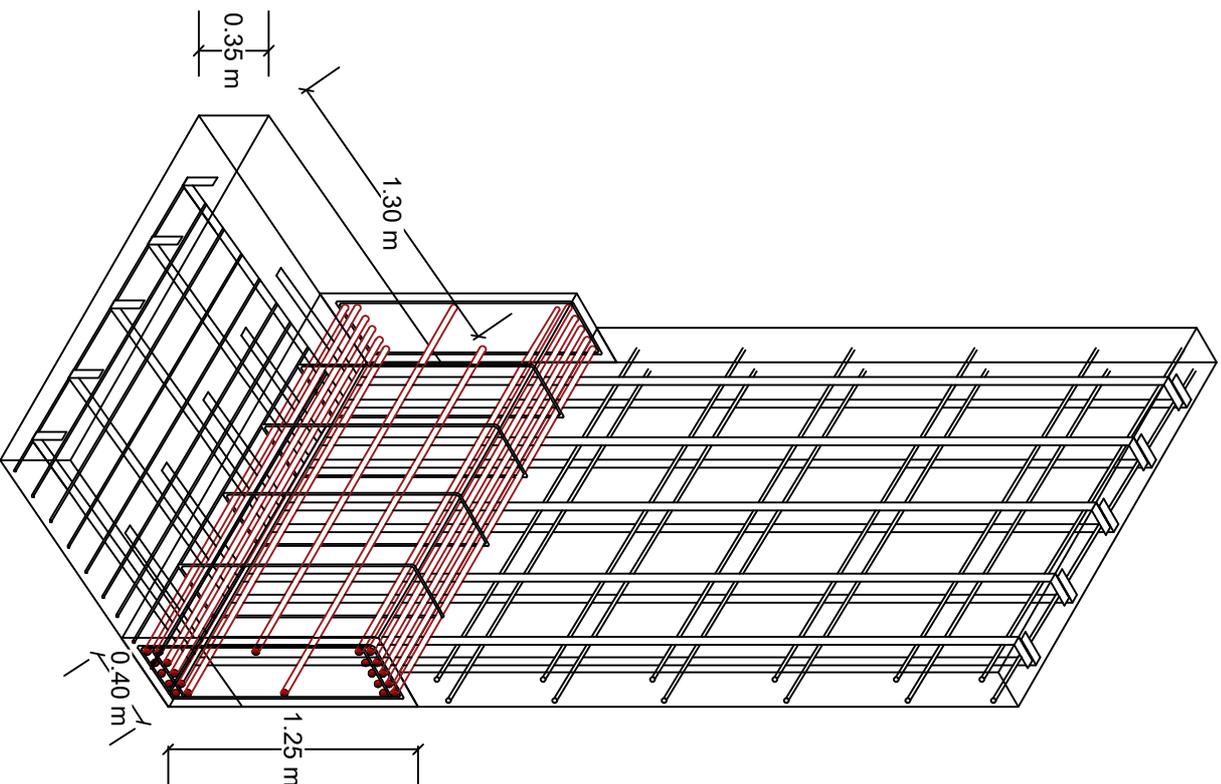
1/3

NORTE:





**X5 - YE**



**ISOMETRIA - MURO**

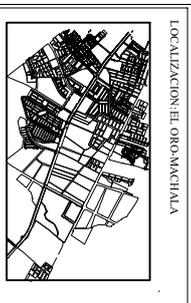


**UNIVERSIDAD TÉCNICA  
DE MACHALA**  
FACULTAD DE  
INGENIERÍA CIVIL

EDIFICIO CUENCA CALDERÓN  
UBICACIÓN:  
CALLE BOYACA Y PAEZ

TUTOR:  
**ING. JOSE LUIS ORDOÑEZ  
FERNANDEZ, Mgs**

NOMBRE:  
IVETTE PAULINA ARCOS GARCIA  
MARIA CRISTINA RIOS QUEZADA



CONTENIDO:  
**DETALLE DEL ARMADO DE MURO  
ESTRUCTURAL**

ESCALA:  
**1:50**

PERIODO ACADÉMICO:  
**2024-2**  
No DE LAMINA:  
**3/3**

NORTE:

## Fotografías de campo

### Edificio Cuenca Calderón

---



Vista Diagonal



Vista desde la calle Páez



Vista posterior



Vista desde la calle Boyacá

### Imágenes de distribución interna del edificio

---



Vista del soportal



Vista de escalera – Mezanine



Vista de losa que ubica la viga diagonal



Corredor del tercer piso



Corredor del cuarto piso



Vista del área correspondiente al balcón



Pozo de luz



Vista de la zona de terraza