



**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL
ECUADOR**

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROYECTO DE TITULACIÓN

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:

**MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL MENCIÓN ESTRUCTURAS
SISMORRESISTENTES**

TEMA:

**APLICACIÓN DE METODOLOGÍAS DE REVISIÓN
ESTRUCTURAL COMO MECANISMO PARA LA VALIDACIÓN
DEL DISEÑO DE EDIFICACIONES DE HASTA 3 PISOS CON
PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO RESISTENTES A
MOMENTO EN EL CANTÓN LATACUNGA.**

AUTOR:

ING. ERIK DANIEL VELASTEGUI ZAMBRANO, MAG.

TUTOR:

PHD. LILIBETH RAMOS CASTILLO

QUITO-ECUADOR 2026

INDICE DE CONTENIDO

1	Capítulo 1	9
1.1	Introducción	9
1.1.1	Justificación.....	9
1.1.2	Planteamiento del problema	10
1.1.3	Objetivos	10
2	Capítulo 2	11
2.1	Metodología	11
2.2	Marco Teórico y Conceptual	11
2.2.1	Marco Referencial	11
2.2.2	Marco Teórico	12
2.2.3	Marco Conceptual	16
3	Capítulo 3	17
3.1	Descripción del proceso de revisión estructural actual adoptado en la ciudad de Latacunga.	17
3.2	Manual de regulación de procesos constructivos	17
3.2.1	Consideraciones generales para la evaluación del diseño de estructuras establecidos en el manual de regulación de procesos constructivos:	17
3.2.2	Consideraciones de regularidad y elevación en planta establecidos en el manual de regulación de procesos constructivos.	18
3.2.3	Requisitos para la aprobación de planos según el manual de regulación de procesos constructivos.	18
3.3	Descripción de procesos de revisión estructural aplicados en países referentes en Sudamérica.	19
3.3.1	Revisión estructural en Chile.	19
3.3.2	Revisión estructural en Colombia:	20
4	Capítulo 4	21
4.1	Norma Ecuatoriana de Construcción 2015, NEC-SE-HM y NEC-SE-DS.....	21
4.1.1	Caracterización sísmica de la estructura.....	22
4.1.2	Definición de propiedades de los materiales.	27
4.1.3	Determinación de cargas:	27
4.1.4	Métodos de análisis.	29
4.1.5	Combinaciones de diseño y factores de reducción de resistencia.	30
4.1.6	Verificación de desplazamientos y derivas.....	32
4.1.7	Diseño de elementos estructurales del pórtico según NEC.....	32
4.1.8	Diseño de losas.....	38
4.2	Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19).....	38
4.2.1	Aspectos de diseño de vigas de pórticos especiales resistentes a momento.....	38

4.2.2	Aspectos de diseño de columnas de pórticos especiales resistentes a momento.	39
4.2.3	Aspectos de diseño de nudos en pórticos especiales resistentes a momento.....	41
4.2.4	Aspectos de detallamiento de los elementos estructurales de los pórticos especiales resistentes momento	43
4.2.5	Longitud de desarrollo (ACI 318-19, 18.8.5).....	43
4.2.6	Diseño de cimentaciones (ACI 318-19, 18.13.2)	45
4.2.7	Diseño de elementos tipo viga sobre el terreno (ACI 318-19, 18.13.4).....	45
4.2.8	Diseño de losas (ACI 318-19, 24.2.2).....	45
4.3	Contenido mínimo a presentar en los planos estructurales: completitud, exactitud y cumplimiento normativo.	47
4.3.1	Contenido mínimo sugerido a incluir en la tarjeta o membrete del plano estructural. 48	
4.3.2	Planos de plantas.	48
5	Capítulo 5 Metodología propuesta	50
5.1	Principios.....	50
5.1.1	Pórtico representativo.....	51
5.1.2	Flujo del proceso de revisión propuesto:.....	56
5.2	Aplicación de la metodología a un caso de estudio.....	71
5.2.1	Ingreso de datos iniciales	71
5.2.2	Irregularidad en elevación.	73
5.2.3	Irregularidad en Planta.	74
5.2.4	Análisis mediante fuerzas horizontales equivalentes	76
5.2.5	Deriva inelástica de piso.	78
5.2.6	Dimensiones mínimas de los elementos estructurales.....	79
5.2.7	Refuerzo longitudinal mínimo de los elementos estructurales.....	83
5.2.8	Refuerzo transversal mínimo de los elementos estructurales.....	89
5.2.9	Estribos y trabas	91
6	Capítulo 6.....	92
6.1	Conclusiones	92
6.2	Recomendaciones.....	92
7	Bibliografía	93

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Irregularidades en edificaciones, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019)	18
Tabla 2. Requisitos para revisores estructurales en Colombia, (Acuña & Cruz, 2020)	21
Tabla 3. Irregularidad en Elevación, (NEC-SE-DS, 2015)	25
Tabla 4. Irregularidades en Planta, (NEC-SE-DS, 2015)	26
Tabla 5. Factor de reducción sísmica, Tomado de la Tabla 15 de la (NEC-SE-DS, 2015)	27
Tabla 6. Factor de reducción sísmica, Tomado de la Tabla 16 de la (NEC-SE-DS, 2015)	27
Tabla 7. Diámetros de la varilla de refuerzo, (NEC-SE-HM, 2015)	27
Tabla 8. Factores para construir el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, (NEC-SE-DS, 2015)	29
Tabla 9. Coeficiente de distribución k, (NEC-SE-DS, 2015)	30
Tabla 10. Combinaciones de carga, (NEC-SE-HM, 2015)	31
Tabla 11. Factores de reducción de resistencia, (NEC-SE-HM, 2015)	31
Tabla 12. Altura mínima de vigas no preesforzadas, (ACI 318, 2019)	32
Tabla 13. Confinamiento en Columnas, (NEC-SE-HM, 2015)	35
Tabla 14. Espaciamiento en columnas para confinamiento, (NEC-SE-HM, 2015)	36
Tabla 15. Área de refuerzo para confinamiento, (NEC-SE-HM, 2015)	37
Tabla 16. Refuerzo transversal para columnas (ACI 318-19,2019)	41
Tabla 17. Refuerzo transversal para nudos (ACI 318-19,2019)	43
Tabla 18. Deflexiones en entrepisos, (ACI 318, 2019)	46
Tabla 19. Contenido de la tarjeta, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019)	48
Tabla 20. Pórtico representativo 1	53
Tabla 21. Pórtico representativo 2	54
Tabla 22. Análisis de deriva	55
Tabla 23. Fuerzas laterales equivalentes	55
Tabla 24. Cuantificación de sobrecarga muerta, (Elaboración propia)	57
Tabla 25. Estimación de Carga muerta	73

INDICE DE IMAGENES

Imagen 1. Mapa de zonificación sísmica, (NEC-SE-DS, 2015)	23
Imagen 2. Espectro Elástico, (NEC-SE-DS, 2015)	28
Imagen 3. Requerimientos en vigas, (NEC-SE-HM, 2015)	33
Imagen 4. Momentos probables, (NEC-SE-HM, 2015)	35
Imagen 5. Refuerzo en columnas, (NEC-SE-HM, 2015)	36
Imagen 6 Soporte lateral, (ACI 318-19,2019)	40
Imagen 7. Soporte lateral, (ACI 318-19,2019)	42
Imagen 8. Ganchos estándar, (ACI 318, 2019)	44
Imagen 9. Longitud de desarrollo a tracción, (ACI 318, 2019)	44
Imagen 10. Sección de losa alivianada, (Elaboración propia)	46
Imagen 11. Sección de losa maciza, (Elaboración propia)	47
Imagen 12. Ejemplo de distribución de Fuerzas laterales equivalentes	56
Imagen 13. Propiedades de los materiales	57
Imagen 14. Carga viva y muerta	57
Imagen 15. Piso Flexible	58
Imagen 16. Distribución de masa	58
Imagen 17. Irregularidad geométrica	59
Imagen. 18. Pórtico para verificar irregularidad geométrica	59
Imagen 19. Retroceso de esquina	59

Imagen 20. Planta para retroceso de esquina, (Elaboración propia)	60
Imagen 21. Discontinuidad de piso	60
Imagen. 22. Discontinuidad de piso, (NEC-SE-DS, 2015)	60
Imagen 23. Verificación de ejes	60
Imagen 24. Ejes no paralelos.....	61
Imagen 25. Cortante Basal	62
Imagen 26. Chequeo de derivad de piso.	62
Imagen 27. Chequeo de dimensiones mínimas en vigas	63
Imagen 28. Chequeo de dimensiones mínimas en columnas	63
Imagen 29. Chequeo de dimensión mínima en losas.	63
Imagen 30. Dimensión mínima en cadenas de amarre.....	64
Imagen 31. Factor para losas equivalentes (Elaboración propia).....	65
Imagen 32. Cargas lineales.....	65
Imagen 33. Partes de la viga (Elaboración Propia).	65
Imagen 34. Chequeo de armadura de vigas.....	66
Imagen 35. Sección transversal de columna.	67
Imagen 36. Chequeo de armadura de columnas.....	67
Imagen 37. Chequeo de armadura del nervio en una losa nervada	68
Imagen 38. Chequeo de armadura maciza.....	68
Imagen 39. Chequeo de armadura de zapatas	68
Imagen 40. Chequeo de refuerzo transversal en vigas	69
Imagen 41. Refuerzo transversal en vigas.....	69
Imagen 42. Ramales para el refuerzo transversal.....	69
Imagen 43. Chequeo de refuerzo transversal en columnas	70
Imagen 44. Detallamiento estructural para los tipos de gancho.....	70
Imagen 45. Planta 1 arquitectónica del caso de estudio.....	71
Imagen 46. Planta 2 arquitectónica del caso de estudio.....	71
Imagen 47. Ingreso de datos para el caso de estudio.....	72
Imagen 48. Cuantificación de paredes	72
Imagen 49. Datos iniciales	73
Imagen 50. Planta de cimentación.....	73
Imagen 51. Piso flexible.....	74
Imagen 52. Distribución de masa.	74
Imagen 53. Irregularidad geométrica.	74
Imagen 54. Edificación en planta	75
Imagen 55. Retroceso de esquina.....	75
Imagen 56. Planta con orificios.....	76
Imagen 57. Discontinuidad de piso.	76
Imagen 58. Verificación de ejes paralelos	76
Imagen 59. Pórtico X	77
Imagen 60. Pórtico Y.....	77
Imagen 61. Cortante Basal	77
Imagen 62. Sismo X.....	78
Imagen 63. Sismo Y	78
Imagen 64. Pórtico deformado en dirección X.....	78
Imagen. 65. Pórtico deformado en dirección X.....	79
Imagen. 66. Revisión 8.....	79
Imagen. 67 Secciones de vigas del pórtico del eje 3	79
Imagen 68. Secciones de vigas del pórtico del eje C	80
Imagen 69. Desarrollo longitudinal de vigas del eje 3	80
Imagen 70. Desarrollo longitudinal de vigas del eje C	80

Imagen 71. Revisión vigas X	80
Imagen 72. Revisión vigas Y	80
Imagen 73. Secciones de columnas presentes en el plano estructural.....	81
Imagen 74. Secciones mínimas en columnas	81
Imagen 75. Sección típica de losa alivianada.....	82
Imagen 76. Paño de losa.....	82
Imagen 77. Secciones mínimas en losas	82
Imagen 78. Secciones cadenas de amarre	83
Imagen 79. Chequeo de secciones mínimas de cadenas de amarre.....	83
Imagen 80. Planta para cargas lineales.....	84
Imagen 81. Obtención de cargas lineales	84
Imagen 82. Pórtico representativo en dirección X con carga muerta.....	84
Imagen 83. Pórtico representativo en dirección X con carga viva.	84
Imagen 84. Pórtico representativo en dirección Y con carga muerta.	85
Imagen 85. Pórtico representativo en dirección Y con carga viva.	85
Imagen 86. Momentos pórtico en dirección X.....	85
Imagen 87. Momentos pórtico en dirección Y.....	86
Imagen 88. Viga del eje 3 en sentido X.....	86
Imagen 89. Revisión de la viga del eje 3.....	86
Imagen. 90 Viga pórtico C sentido Y.....	87
Imagen 91. Revisión de la viga del eje C.....	87
<i>Imagen 92. Columna tipo 1</i>	<i>87</i>
<i>Imagen 93. Columna tipo 2</i>	<i>88</i>
<i>Imagen 94. Columna tipo 3</i>	<i>88</i>
Imagen 95. Cuantía mínima y máxima en columnas.	88
Imagen 96. <i>Revisión de losa.....</i>	<i>88</i>
Imagen 97. <i>Cuadro de zapatas del caso de estudio</i>	<i>89</i>
Imagen 98. Cuantía mínima a flexión en zapatas.....	89
Imagen 99. Refuerzo transversal en vigas.....	90
Imagen 100. Refuerzo Transversal en columnas.....	90
Imagen 101. Estribos y trabas.	91

TÍTULO: APLICACIÓN DE METODOLOGÍAS DE REVISIÓN ESTRUCTURAL COMO MECANISMO PARA LA VALIDACIÓN DEL DISEÑO DE EDIFICACIONES DE HASTA 3 PISOS CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO RESISTENTES A MOMENTO EN EL CANTÓN LATACUNGA.

AUTOR: ING. ERIK DANIEL VELASTEGUI ZAMBRANO

TUTOR: PHD. LILIBETH RAMOS CASTILLO

RESUMEN:

El Ecuador es un país ubicado en América del Sur en el cinturón de fuego del Pacífico, el mismo que es responsable del 90% de los sismos en el mundo, por lo tanto, tiene una alta actividad sísmica y volcánica, la misma que ha sido registrada a lo largo de su historia ocasionando la pérdida de vidas humanas y grandes daños materiales en estructuras, (Herrera, 2017).

Con el propósito de resguardar la integridad de las personas y la estabilidad de las edificaciones, el país cuenta con un código de diseño sismorresistente que establece los requisitos mínimos para el diseño estructural. Esta normativa tiene como finalidad principal proteger la seguridad y el bienestar de los ocupantes. No obstante, su eficacia depende de la correcta aplicación de sus disposiciones. Por ello, resulta fundamental contar con mecanismos que permitan revisar la calidad de los diseños estructurales, verificando que cumplan con los parámetros exigidos por la normativa vigente.

Actualmente, solo en las principales provincias existen departamentos técnicos encargados de la revisión estructural. En contraste, en ciudades más pequeñas esta responsabilidad recae en los municipios, donde suele asignarse a un técnico del área de planificación o de obras públicas. Sin embargo, estos profesionales no disponen de una guía técnica clara ni de criterios estandarizados para llevar a cabo dicha revisión, basándose únicamente en su juicio profesional, el cual puede variar significativamente entre técnicos de un mismo departamento. En consecuencia, tanto en grandes como en pequeñas ciudades, no existe una metodología definida para validar los diseños estructurales.

Esta falta de criterios uniformes genera una alta variabilidad en la aceptación de los proyectos, lo que compromete la calidad del diseño y, especialmente, el cumplimiento homogéneo de la normativa a nivel nacional.

Ante esta problemática, el presente trabajo propone una metodología estructurada que sirva como guía técnica para la revisión y aprobación de diseños estructurales en edificaciones de hasta tres pisos con pórticos de hormigón armado. Su implementación busca fortalecer los procesos de revisión, reducir el riesgo sísmico en construcciones y mejorar la calidad de la gestión técnica en municipios de menor escala.

PALABRAS CLAVE: DISEÑO SISMORRESISTENTE / RIESGO SÍSMICO / VALIDACIÓN DE DISEÑOS / PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO.

TÍTULO: IMPLEMENTATION OF STRUCTURAL REVIEW METHODOLOGIES FOR VALIDATING THE DESIGN OF THREE-STORY BUILDINGS WITH MOMENT-RESISTING REINFORCED CONCRETE FRAMES IN LATACUNGA CANTON

AUTHOR: ING. ERIK DANIEL VELASTEGUI ZAMBRANO

TUTOR: PHD. LILIBETH RAMOS CASTILLO

ABSTRACT:

Ecuador is a country located in South America, within the Pacific Ring of Fire, which is responsible for 90% of the world's earthquakes. As a result, the nation experiences high seismic and volcanic activity, which has been documented throughout its history, causing loss of human life and significant structural damage (Herrera, 2017).

To safeguard the integrity of individuals and the stability of buildings, the country has established a seismic-resistant design code that sets minimum requirements for structural design. The primary goal of this regulation is to protect the safety and well-being of building occupants. However, its effectiveness depends on the proper application of its provisions. Therefore, it is essential to have mechanisms in place to review the quality of structural designs and ensure they comply with the parameters established by current regulations.

At present, only the major provinces have technical departments responsible for structural design review. In contrast, in smaller cities, this responsibility falls to the municipalities, where a technician from the planning or public works department is typically assigned to the task. These professionals, however, lack a clear technical guide or standardized criteria for conducting such reviews, relying solely on their professional judgment—which can vary significantly among technicians within the same department. Consequently, both large and small cities lack a defined methodology for validating structural designs.

This absence of uniform criteria leads to high variability in project approval, compromising design quality and, more importantly, the consistent enforcement of regulations nationwide.

In response to this issue, the present work proposes a structured methodology to serve as a technical guide for reviewing and approving structural designs of buildings up to three stories high with reinforced concrete frames. Its implementation aims to strengthen the review process, reduce seismic risk in buildings, and improve the quality of technical management in smaller municipalities.

KEYWORDS: SEISMIC-RESISTANT DESIGN / SEISMIC RISK / DESIGN VALIDATION / REINFORCED CONCRETE FRAMES.

1 Capítulo 1

1.1 Introducción

Ecuador, por su ubicación geográfica en el cinturón de fuego del Pacífico, enfrenta una amenaza sísmica constante que ha dejado huellas significativas en su historia y en la seguridad de sus edificaciones. A pesar de contar con una normativa técnica como la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-15), el cumplimiento efectivo de sus disposiciones aún presenta desafíos, especialmente en ciudades pequeñas como Latacunga, donde los procesos de revisión estructural carecen de una metodología estandarizada.

Actualmente, la validación de los diseños estructurales en muchos municipios se basa en criterios subjetivos del técnico revisor, lo que genera inconsistencias en la calidad de las aprobaciones y pone en riesgo la seguridad de las construcciones. Esta situación se agrava en edificaciones de hasta tres pisos, que representan una proporción significativa del parque inmobiliario urbano y que, en muchos casos, no cumplen con la demanda sísmica establecida.

Ante este panorama, el presente trabajo propone el desarrollo de una metodología técnica para la revisión estructural de edificaciones de hasta tres pisos con sistemas de pórticos de hormigón armado resistentes a momento, específicamente en el cantón Latacunga. Esta metodología busca convertirse en una herramienta práctica, replicable y alineada con los estándares nacionales e internacionales, que permita fortalecer los procesos de validación estructural, reducir el riesgo sísmico y mejorar la gestión técnica municipal.

1.1.1 Justificación

En Ecuador, muchas edificaciones presentan fallas estructurales o patologías, a pesar de contar con planos aprobados y permisos de construcción emitidos por las autoridades competentes. Esta situación evidencia deficiencias tanto en el proceso de diseño como en la revisión y validación de los planos estructurales. Frente a esta realidad, es fundamental fortalecer los mecanismos de control del diseño estructural para garantizar que las construcciones cumplan con los requisitos establecidos en la normativa vigente.

La ausencia de una metodología técnica estandarizada para la revisión estructural incluso en municipios o ciudades grandes genera inconsistencias en la calidad del proceso de aprobación. Dando lugar a omisiones o interpretaciones subjetivas por parte de los revisores, comprometiendo la correcta aplicación de los criterios normativos.

Debido a que no existe información relevante para la ciudad de Latacunga, se toman datos de estudios realizados para la ciudad de Quito, la misma que además de ser la capital del Ecuador se encuentra a 80 kilómetros aproximadamente de nuestro sitio de estudio.

Por consiguiente, nos referenciamos al trabajo elaborado en el año 2016 denominado “Capacity Curves of Structural Typologies of Quito- Ecuador, Project GEM- SARA”, en el que se determinó que, en la ciudad de Quito el 78% de las edificaciones son de hasta 3 plantas, (Celi, Pantoja, Ayala, & Sosa, 2016). Por lo tanto, el presente trabajo se enfoca en este tipo de edificaciones debido a que son un grupo bastante representativo encontrado en nuestras ciudades.

Además, el 90 % de los modelos matemáticos analizados en “Project GEM- SARA” no alcanzaron la demanda sísmica; es decir que sufrirán un colapso total o parcial, y conociendo que el 60% de las construcciones de la ciudad son informales, es decir que no cuentan con planos debidamente aprobados, se puede establecer que aproximadamente

el 36% de estas construcciones cuentan con permisos de construcción y planos aprobados legalmente, (Espín & Tinoco, 2020).

1.1.2 Planteamiento del problema

En el Ecuador, no existe una metodología estructurada y ampliamente difundida para la revisión/validación de los diseños estructurales. En las principales ciudades esta tarea es comúnmente asumida por entidades colaboradoras encargadas de hacer cumplir la norma ecuatoriana de la construcción, (CAE-P, 2025).

Sin embargo, en los municipios de otras ciudades, la responsabilidad de expedir los permisos de construcción recae sobre el departamento de planificación y otros casos sobre el de obras públicas, sin contar tampoco con una metodología estandarizada.

En la práctica actual, el proceso de aprobación de proyectos suele basarse únicamente en la verificación de la documentación, dejando de lado la revisión del cumplimiento de los requisitos establecidos en la norma de diseño (NEC-15). Lo anterior deja claro que, aunque existe la normativa no se está ejerciendo el debido control sobre su cumplimiento (Paredes, 2022). Esto podría representar un problema para la seguridad de las estructuras ante eventos sísmicos e indiscutiblemente un problema económico para el propietario quien encomienda su patrimonio para la realización la obra.

Por lo tanto, es fundamental establecer una metodología clara, estructurada de fácil aplicación y replicable, que permita asegurar cumplimiento de la normativa de diseño y la correcta validación de las estructuras en Ecuador.

1.1.3 Objetivos

1.1.3.1 Objetivo General

- Proponer una metodología que sirva de guía al momento de validar o aprobar los diseños estructurales en Ecuador.

1.1.3.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar el proceso de revisión estructural que comúnmente se aplica en la ciudad de Latacunga para edificaciones de hasta tres pisos.
- Identificar buenas prácticas y criterios técnicos de metodologías de revisión estructural aplicadas en otros países de Sudamérica.
- Identificar las etapas críticas a revisar en el proceso de aprobación de un diseño estructural.
- Establecer la base normativa y técnica que rige los diseños y las revisiones estructurales en Ecuador y en normas internacionales de referencia (ACI-318).
- Establecer los criterios y parámetros técnicos mínimos que deben cumplirse en el análisis estructural de edificaciones de pórticos de hormigón armado, conforme a la normativa NEC y estándares internacionales aplicables.
- Establecer los criterios mínimos de dimensionamiento y armado de los principales elementos estructurales, de acuerdo con los requisitos de resistencia y ductilidad establecidos en la normativa NEC-SE-HM y ACI 318-19.
- Determinar los criterios a mínimos que deben contener los planos estructurales en términos de completitud, exactitud y cumplimiento de las disposiciones normativas vigentes.

- Formular una metodología de revisión que incluya el chequeo de los criterios mínimos de análisis, diseño y detallado de elementos estructurales.

2 Capítulo 2

2.1 Metodología

2.1.1.1.1 Entrevistas.

Levantar información sobre los procesos de revisión estructural en el Gobierno Autónomo Descentralizado de la Ciudad de Latacunga.

2.1.1.1.2 Revisión bibliográfica.

Realizar la revisión de las normativas expuestas anteriormente, exponer los aspectos más relevantes a tomarse en cuenta para la revisión estructural, definir puntos de control y establecer criterios claros en donde se pueden presentar malas interpretaciones de las mismas.

2.1.1.1.3 Consulta con expertos.

Obtención de información referente al diseño y revisión estructural de oficinas dedicadas al diseño estructural en Ecuador o ingenieros practicantes.

2.1.1.1.4 Especificaciones de los códigos.

Establecer parámetros listados en las normativas y puntos de chequeo básicos del diseño de hormigón armado para nuestro caso de estudio.

2.2 Marco Teórico y Conceptual

2.2.1 Marco Referencial

2.2.1.1 Delimitación geográfica del estudio.

Para el presente estudio se realizará considerando las características de las edificaciones de la ciudad de Latacunga. Localizada en el centro del Ecuador, en la Región Interandina, al sureste de la Provincia de Cotopaxi, al sur del volcán Cotopaxi, con una altitud aproximada de 2750 metros sobre el nivel del mar, (Municipio de Latacunga, 2025).

La ciudad se extiende sobre su eje longitudinal. El río Cutuchi y la Panamericana atraviesan la ciudad y la dividen en 2 partes, siendo la parte oriental más poblada y extensa. Posee una superficie aproximada de 1377 km² y una población de 170 489 habitantes, (Municipio de Latacunga, 2025).

2.2.1.2 Contexto sísmico en el Ecuador.

Ecuador se encuentra en una zona de alta actividad sísmica debido a su ubicación en el límite de las placas Nazca y Sudamericana. La interacción entre estas placas, de tipo subducción, es la principal causa de los sismos en el país. Además, existen fallas geológicas activas distribuidas en el territorio ecuatoriano, que se manifiestan como fallas corticales, (Singaucho Armas, 2009).

Se han identificado dos principales fuentes sismogénicas asociadas a la subducción en Ecuador: la fuente interplaca y la fuente intraplaca.

- Fuente interplaca: Se genera por la subducción de la placa Nazca bajo la placa Sudamericana, con sismos que ocurren a profundidades superiores a 40 km.
- Fuente intraplaca: Se subdivide en tres categorías según la profundidad de los sismos:
 - Sismos de foco superficial: Menores a 40 km de profundidad.

- Sismos de profundidad intermedia: Entre 40 y 300 km.
- Sismos de foco profundo: A más de 300 km de profundidad.

Los sismos de profundidad intermedia y profunda resultan de la deformación dentro de las placas subducidas y, aunque suelen sentirse a mayores distancias desde su epicentro, generan menos daños en la superficie en comparación con los de foco superficial, (Maldonado Morales, 2024).

Las fallas corticales en Ecuador presentan distintos tipos de fallas geológicas, como fallas inversas, transcurrentes o de tipo indeterminado, (Maldonado Morales, 2024) .

2.2.1.2.1 Sismicidad histórica en Ecuador

Ecuador tiene una notable historia sísmica y un entorno tectónico mixto único, posee condiciones que hacen uno de los países de mayor peligro sísmico en el mundo, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019). La historia sísmica del Ecuador se evidencia en todo el territorio nacional, el más reciente indicio de esto es la conexión entre la naturaleza del sismo ocurrido el 16 de abril del 2016 con el sismo más fuerte registrado en el país en 1906, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019).

Dicho evento ocurrió el 31 de enero de 1906 cerca de la costa de Esmeraldas, con una magnitud de 8.8, y estuvo relacionado con la subducción de la placa Nazca bajo la Sudamericana. Este evento se considera uno de los terremotos más grandes a nivel mundial, (Maldonado Morales, 2024).

Otro sismo significativo ocurrió el 4 de febrero de 1979 en Riobamba, con una intensidad de XI. Este fue el terremoto que más daños ha causado en Ecuador, llegando a modificar la topografía del Chimborazo y forzando la reubicación de la ciudad de Riobamba. Con una magnitud de 8.3, dejó más de 12,000 víctimas y generó réplicas durante cuatro meses. La mayoría de los sismos de gran magnitud en Ecuador han ocurrido en la región costera. Entre los más relevantes están los terremotos de 1942 (7.8), 1958 (7.6) y 1979 (7.7), (Maldonado Morales, 2024) .

2.2.2 Marco Teórico

Las revisiones estructurales son un proceso clave para asegurar que un proyecto cumpla con los criterios de seguridad, funcionalidad y normativa aplicable. Con el objetivo de revisar las recomendaciones existentes en normativas locales e internacionales, el presente trabajo, revisa los aspectos más relevantes de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, El manual de regulación de procesos constructivos elaborado por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda y el Código ACI 318-19. Además, se contrasta con lo ejecutado en Colombia en el trabajo de Oscar Quintero y Alejandro Silva, denominado: “Guía metodológica para la revisión de diseños estructurales según el reglamento NSR-10, en edificaciones con sistema de pórticos resistentes a momentos”, que presenta aspectos importantes sobre el proceso de revisión estructural en dicho país.

2.2.2.1 Manual de regulación de procesos constructivos, Enfoque en Construcciones Sismorresistentes.

Este manual fue desarrollado por el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda de Ecuador en febrero de 2019.

Tiene como ámbito de aplicación principal, la revisión de proyectos estructurales, orientándose principalmente en las estructuras de hormigón armado en base a la normativa NEC-15. Intenta brindar una guía a seguir por parte de los municipios durante las etapas de diseño y construcción.

El manual establece que se debe contar con permisos de construcción para los siguientes casos:

- Todos los edificios públicos y privados.
- Viviendas.
- Ampliaciones y de forma general todas las construcciones nuevas.

Multas por violación del proceso.

De acuerdo al manual de regulación de procesos constructivos, referente a las multas por omitir los procesos de revisión y aprobación de planos estructurales se establece que:

- No existe disposiciones dadas a los municipios para imponer multas en caso de no cumplir el procedimiento de obtención del permiso de construcción.
- El propietario, los arquitectos e ingenieros encargados serán los responsables de responder según lo que la ordenanza municipal que cada municipio establezca.

En cuanto a la revisión estructural.

De acuerdo al capítulo C del citado manual, la revisión estructural tendrá como prioridad la revisión de la seguridad estructural incluyendo la resistencia sísmica de la edificación en el permiso de construcción.

Consideraciones generales para la evaluación del diseño de estructuras

- El diseño estructural cumplirá las disposiciones de la NEC-15.
- El sistema estructural elegido debe estar acorde con el tipo de suelo y zona sísmica.
- Las estructuras tenderán a ser continuas en altura en dos direcciones ortogonales para otorgar continuidad y redundancia a la estructura.
- Las estructuras deben permitir la formación de rotulas plásticas en elementos horizontales antes que en los verticales.
- Tendrán el registro del origen de los materiales que componen los elementos y el certificado de calidad del material de todas las partes que componen la estructura.

Método de revisión estructural

Documentos requeridos según el manual de regulación de procesos constructivos.

- Informe de estudio del suelo
- Plano del diseño estructural
- Plano de detalles y de montaje, según sea necesario
- Especificaciones de los materiales
- Cronograma de miembros
- Memoria de cálculo estructural (incluida la hoja de resumen de cálculo de estructura)

Después de la revisión estructural, con énfasis en el estudio de suelos y el diseño sísmico, se presentarán los siguientes documentos:

- Contenido de la memoria de cálculo estructural (planificación de la estructura, software de cálculo estructural utilizado, modelado de construcción, datos de entrada, evaluación de los resultados del componente, etc).
- Contenido de los planos de diseño estructural (hoja de especificación, plan de marco estructural, elevación del marco estructural, cronograma de miembros, plano estándar, plano de detalle, etc).
- Consistencia de seguridad entre la memoria de cálculo estructural y el plano de diseño estructural.
- Cronograma de ejecución de obra.

El supervisor estructural del Municipio revisará los puntos mencionados. Juzgará si el resultado de la revisión cumple con las disposiciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción y notificará el resultado al solicitante.

Aunque el solicitante es responsable de la concordancia del cálculo y el diseño estructural con la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente, el ingeniero del Municipio también tendrá la responsabilidad de confirmar que esos documentos se ajusten a las disposiciones de la Norma.

El manual establece el contenido mínimo que debe contener la memoria de cálculo estructural y plantea una hoja de resumen de revisión estructural, con los siguientes objetivos:

- El diseñador estructural verifique por su propia cuenta el contenido del cálculo estructural.
- Ayudar al incremento de eficiencia en la revisión por parte del municipio.
- Mantener el registro para transmitir los contenidos del cálculo estructural con la finalidad que una tercera organización pueda comprender dicho contenido.

2.2.2.2 Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015.

El 24 de marzo de 2011, se conformó el Comité Ejecutivo de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), el cual llevó a cabo la expedición y socialización de la norma publicada en el mismo año. Dicha normativa establece un conjunto de regulaciones para la construcción, incluyendo requerimientos y metodologías aplicables al diseño sismo resistente, con el objetivo de mejorar la calidad y seguridad de las edificaciones, considerando el alto riesgo sísmico del país, (Maldonado Morales, 2024).

Inicialmente La versión de la NEC de 2011 estuvo compuesta por diez capítulos, publicados en el Registro Oficial N°319. Posteriormente, la versión de la NEC de 2015 fue publicada como una actualización del Código Ecuatoriano de la Construcción (CEC-2001), incorporando modificaciones respaldadas por investigaciones sobre sismicidad realizadas por el Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, (Maldonado Morales, 2024).

Entre las principales actualizaciones introducidas en la NEC-15, se incluyen:

- Modificación en el cálculo de fuerzas sísmicas: Mientras que en el CEC-2001 el cálculo se realizaba para cargas a nivel de servicio, en la NEC-15 se establece el cálculo para cargas últimas.

- Revisión de la ecuación de cortante basal de diseño, ajustando su aplicación en el diseño estructural.
- Ampliación del número de zonas sísmicas, pasando de cuatro a seis, lo que influye directamente en la definición del espectro elástico de aceleraciones. Como parte de esta actualización, se presentó un mapa sísmico del Ecuador, en el cual el país se divide en seis zonas sísmicas diferenciadas.

La normativa tiene por objetivo definir principios mínimos de diseño y montaje en obra, sin embargo, no establece ni referencia un procedimiento claro para realizar la revisión de un diseño.

2.2.2.3 Código ACI 318-19

El ACI 318-19 es la edición 2019 del código estructural publicado por el American Concrete Institute, titulado oficialmente “Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural”. Este documento establece los criterios técnicos y normativos para el diseño y la construcción de estructuras de concreto armado, concreto simple y concreto pretensado, con el objetivo de garantizar la seguridad, durabilidad y desempeño estructural.

El código abarca temas relacionados al diseño y construcción para resistencia, funcionamiento y durabilidad, combinaciones de carga, factores de carga y reducción de resistencia, métodos de análisis estructural, límites de deformación, anclajes, empalmes y desarrollo de la armadura de refuerzo, inspección en obra, ensayo de materiales, (ACI 318, 2019).

El código no establece de forma directa una guía para las revisiones estructurales independientes, sin embargo, menciona lo siguiente:

- Los diseños deben cumplir con sus disposiciones.
- Deben estar realizados y firmados por un profesional registrado.
- La autoridad competente puede requerir revisiones adicionales según el tipo de estructura o proyecto.

2.2.2.4 Guía metodológica para la revisión de diseños estructurales según el reglamento NSR-10, en edificaciones con sistema de pórticos resistentes a momentos.

Este documento es el resultado de un trabajo de grado para optar por el título de Ingeniero Civil, en la facultad de ingeniería civil de la universidad Santo Tomás de Colombia. El documento propone una guía metodológica para realizar una revisión completa de diseños estructurales, y revisión general para diseños geotécnicos y de elementos no estructurales en edificaciones de pórticos de hormigón armado resistente a momentos, fue planteado con la finalidad de servir como apoyo para los profesionales encargados de garantizar el cumplimiento del reglamento NSR-10.

Su objetivo general es proponer una guía metodológica para realizar la revisión completa de diseños estructurales cumpliendo con los lineamientos del reglamento colombiano NSR-10. Además, revela los siguientes problemas encontrados:

- Deficiencias en revisiones estructurales, únicamente limitadas a revisión documental.
- Falta de criterio profesional al emplear software de análisis y diseño.

- Falta de ética profesional y corrupción en el proceso de revisión.

Destacando la importancia de un control independiente y riguroso en las revisiones estructurales, mediante una herramienta sistematizada y técnica, para de esta manera contribuir a la seguridad sísmica y la calidad de las construcciones en Colombia.

Este estudio no limita la revisión estructural por número de pisos, sino que propone un análisis integral con listas de chequeo, cálculos y procedimientos, como herramienta de apoyo para garantizar el cumplimiento normativo.

2.2.3 Marco Conceptual

- Revisión Estructural.

Es un proceso técnico riguroso que tiene la finalidad de evaluar la estabilidad, resistencia y cumplimiento normativo de una estructura nueva o existente, tomando en cuenta todas las solicitudes a las que estará sometida dicha estructura, como es su ocupación habitual, cargas de viento y sismo, (ENGICAL, 2025).

- Pórtico resistente a momento.

Marco en el cual los elementos y los nudos resisten las fuerzas a través de flexión, cortante y fuerza axial, (NEC-SE-HM, 2015).

- Estructuras de hormigón armado.

Una estructura de hormigón armado es un sistema constructivo formado por elementos estructurales como vigas, columnas, losas, muros, zapatas, entre otros; Elaborados a partir de hormigón reforzado con barras de acero, diseñadas para resistir cargas y esfuerzos en edificaciones u obras civiles, (Martínez, 2006).

- Análisis estructural.

Es el proceso que consiste en predecir el comportamiento de una estructura bajo determinadas cargas para asegurar que sus elementos no vayan a fallar, obteniendo estructuras seguras, funcionales y eficientes, permitiéndonos conocer esfuerzos, deformaciones y desplazamientos que serán empleados posteriormente en el diseño de los elementos estructurales, (Hibbeler, 2016).

- Diseño estructural.

Es el proceso de planificar y calcular los elementos de una estructura, con la finalidad de dotar de la capacidad suficiente para resistir las cargas a las que estarán sometidos durante su vida útil, cumpliendo con los requisitos de resistencia, estabilidad y servicio, cumpliendo además con los códigos de diseño vigentes, (Nelson & McCormac, 2015).

- Detallamiento estructural.

Es el proceso mediante el cual se representa conforme a su diseño estructural en planos los elementos estructurales y sus conexiones, especificando dichos esquemas de forma que permitan su correcta comprensión y construcción de la estructura final. Incluyendo la ubicación, cantidad, dimensiones, empalmes, anclajes y formas del acero de refuerzo, (Jiménez Montoya, Morán Cabré, & Arroyo Fernández).

- Diseño sismo resistente.

El diseño sísmo resistente es una rama del diseño estructural que tiene por finalidad soportar la acción de un sismo sin colapsar, permitiendo garantizar la seguridad de sus ocupantes, y a la vez tratando de minimizar los daños estructurales y pérdidas económicas, mediante la aplicación de criterios de resistencia, ductilidad, disipación de energía y control de desplazamientos, conforme a normativas específicas, (Chopra, 2017).

3 Capítulo 3

3.1 Descripción del proceso de revisión estructural actual adoptado en la ciudad de Latacunga.

No existe un procedimiento normado por el Municipio de Latacunga y de forma general en los municipios de las ciudades pequeñas de nuestro país. Para el proceso de revisión estructural de edificaciones menores a tres pisos o nueve metros de altura no se requiere que se presente una memoria de cálculo en la que se pueda contrastar lo representado en el plano estructural.

Por lo tanto, la revisión estructural recae únicamente en los criterios y buen juicio del técnico asignado para dicha tarea, con revisiones visuales de los esquemas presentados en el plano y en el caso de haber correcciones, el ingeniero proyectista recibe un oficio con el listado de las observaciones encontradas.

Para la revisión estructural el municipio exige únicamente los siguiente:

- Oficio dirigido al director del departamento de gestión territorial.
- Formulario de aprobación de planos estructurales.
- Cédulas de identidad de los propietarios
- Registro SENECYT del ingeniero proyectista
- Patente municipal vigente del ingeniero proyectista.

3.2 Manual de regulación de procesos constructivos

El manual establece que el arquitecto e ingeniero civil proyectistas son los responsables de cumplir con todas las leyes y reglamentos de construcción vigentes con principal atención en la normativa NEC, y establece como finalidad de la revisión dotar de seguridad a los proyectos ante eventos sísmicos, respaldados en el permiso de construcción, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019). Además, dentro del equipo de revisores se deberá contar con ingenieros con especialidad en estructuras o con experiencia en diseño estructural con al menos 5 años de experiencia.

3.2.1 Consideraciones generales para la evaluación del diseño de estructuras establecidos en el manual de regulación de procesos constructivos:

- El diseño estructural deberá ajustarse a lo establecido en la versión vigente de la NEC-15.
- El tipo de sistema estructural seleccionado debe ser compatible con las características del suelo y la zona sísmica correspondiente.
- Las edificaciones deben mantener continuidad en altura en dos direcciones perpendiculares, lo que favorece la redundancia y estabilidad estructural.

- Se priorizará la formación de articulaciones plásticas en los elementos horizontales antes que en los verticales.
- Se debe contar con documentación que respalde el origen de los materiales utilizados, así como certificados que garanticen la calidad de todos los componentes estructurales.
- Se da como responsable al ingeniero proyectista y revisor del municipio de que el proyecto cumpla con la Norma Ecuatoriana de la construcción vigente.

3.2.2 Consideraciones de regularidad y elevación en planta establecidos en el manual de regulación de procesos constructivos.

Las condiciones de regularidad son criterios geométricos y estructurales que las edificaciones deben satisfacer, sin importar el tipo de material utilizado en su construcción.

Factor	Descripción
Asimetría en planta	Distribución irregular de la estructura en el plano horizontal.
Pisos débiles	Niveles con menor resistencia estructural que los superiores.
Discontinuidad vertical y concentración de masa	Elementos verticales interrumpidos y acumulación de peso en ciertos pisos.
Cambios bruscos de rigidez	Variaciones repentinas en la resistencia de los materiales o elementos.
Cambios bruscos de simetría en planta y elevación	Alteraciones en la forma o distribución de elementos rígidos.
Grandes entrantes y salientes	Proyecciones o huecos significativos en la estructura.
Interacción estructural y no estructural	Problemas como columnas cortas o interferencia con mampostería.
Distancia inadecuada entre edificaciones adyacentes	Falta de juntas sísmicas adecuadas entre construcciones cercanas.
Ubicación en zonas de alta sismicidad	Riesgo elevado por actividad sísmica frecuente.
Suelos de baja capacidad de carga	Terrenos que no soportan adecuadamente el peso de la edificación.
Zonas con vientos fuertes (costas)	Exposición a condiciones climáticas extremas.
Zonas propensas a corrosión (sales marinas y termales)	Ambientes que deterioran los materiales estructurales.
Incertidumbre sobre acciones temporales o naturales	Dificultad para prever fenómenos como lluvias intensas, sismos o deslizamientos.

Tabla 1. Irregularidades en edificaciones, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019)

3.2.3 Requisitos para la aprobación de planos según el manual de regulación de procesos constructivos.

Una vez aprobados los planos arquitectónicos, se procede a la revisión de los planos estructurales, los mismos que deben estar elaborados de acuerdo con lo establecido anteriormente, es decir estar alineados con la normativa NEC-15, representar adecuadamente el sistema estructural elegido, tener mecanismos de disipación de energía, no presentar patologías estructurales o irregularidades en elevación y planta.

Únicamente para edificaciones que superen los tres pisos o los nueve metros de altura, es obligatorio presentar la memoria técnica de cálculo estructural junto con el estudio de suelos.

Asimismo, se requiere el estudio de suelos cuando la cimentación tenga una profundidad mayor a 2.5 metros.

El ingeniero responsable del diseño estructural debe contar con un título de tercer nivel en ingeniería civil y presentar su patente municipal vigente.

3.3 Descripción de procesos de revisión estructural aplicados en países referentes en Sudamérica.

3.3.1 Revisión estructural en Chile.

En Chile la revisión estructural está regulada por el MINISTERIO DE VIVIENDA Y URBANISMO de dicho país, el mismo que establece una ordenanza general de Urbanismo y construcciones, la que se apoya en normas técnicas oficiales como las NCh433 (Diseño sísmico de edificios), NCh430 (Cálculo de estructuras de hormigón armado) y que tiene las siguientes funciones, (Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile, Registro Nacional de revisores de proyectos de calculo estructural, 2023):

- Obliga a que todos los proyectos estructurales sean revisados por un Revisor de Proyecto de Cálculo Estructural (RPCE).
- Los revisores deben estar debidamente registrados y dependiendo su tiempo de ejercicio profesional, tiempo de preparación académica y grado académico, serán establecidos en categorías.
- Las diferentes categorías establecen el alcance de los proyectos que dicho revisor puede acceder.

La ordenanza general de urbanismo y construcciones establece a su vez los siguientes puntos relevantes, (Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile, Registro Nacional de revisores de proyectos de calculo estructural, 2023)

- Al revisor estructural da la responsabilidad de verificar e informar al respectivo director de obras municipales que los anteproyectos, proyectos y obras cumplen con todas las disposiciones legales y reglamentarias pertinentes.
- Define que es requisito obligatorio contar con un revisor estructural para conjuntos de viviendas de 3 o más pisos.
- Establece multas si él un proyecto estructural que requiera de un revisor pretende ser desarrollado sin contar con el mismo.
- Determina que el revisor estructural es el responsable de revisar el cumplimiento de las normativas vigentes en lo relacionado a la materialidad de la edificación y su diseño sísmico.
- Establece que las edificaciones deben contar con su memoria de cálculo y planos de estructura debidamente suscritos por un profesional competente.
- La memoria de cálculo debe como mínimo contener las cargas y sobrecargas verticales, fuerzas horizontales (sismo, viento, empujes laterales), tensiones admisibles de los materiales y el terreno.

- Los planos estructurales deben contener los siguientes dibujos, plantas de fundación y de casa piso, secciones de los elementos estructurales, detalles de construcción de las fundaciones, losas, vigas, muros, perfiles y demás elementos estructurales.
- Especificaciones técnicas de diseño que incluyan características de los materiales a emplear, zona sísmica y tipo de suelo en la fundación.
- Detalles de juntas de dilatación o separación entre cuerpos.

3.3.1.1 Esquema de la revisión estructural empleado en Chile

En Chile, los Revisores de Proyectos de Cálculo Estructural (RPCE) están habilitados para revisar proyectos según la categoría en la que se encuentren inscritos, la cual depende del área total en metros cuadrados de la edificación. El flujo de revisión descrito a continuación se ha elaborado a partir de los procedimientos y criterios observables en las ofertas profesionales de revisión estructural que estos RPCE presentan, (DEGEDE INGENIERÍA, 2025).

- **Presentación del proyecto:** El calculista (ingeniero estructural) entrega la memoria de cálculo, planos estructurales y especificaciones técnicas, documentos de su autoría.
- **Revisión documental:** El RPCE revisa que el proyecto cumpla con la normativa sísmica, la normativa de hormigón armado para este caso en particular, criterios de diseño y coeficientes sísmicos correctos, métodos de análisis aceptados.
- **Verificación de la memoria de cálculo:** El revisor estructural verifica que en la memoria estructural se considere de forma coherente las cargas muertas, vivas, sismo, viento; Coherencia total entre los planos y los cálculos, que no existan errores conceptuales.
- **Revisión de planos estructurales:** Se verifica los detalles constructivos tales como: anclajes, longitudes de desarrollo, empalmes, secciones mínimas.
- **Informe del Revisor:** El revisor emite un informe favorable o señala las observaciones a corregirse por parte del calculista, este informe es crucial para la obtención del permiso de construcción.
- Una vez subsanados los errores el revisor estructural deberá verificar las eventuales observaciones realizadas anteriormente.

3.3.2 Revisión estructural en Colombia:

La normativa colombiana NSR-10, establece que, la revisión estructural independiente se realizará para edificaciones que superen los 2000 m² de área de construcción, esta revisión debe estar acorde a la norma sismorresistente vigente, y tendrá por objetivo estudiar, tramitar y expedir licencias de construcción, las misma que debe ser hecha por la oficina municipal o un ingeniero civil particular que cumpla con los siguientes requisitos de experiencia, (NSR-10, 2010):

Función	Profesión	Experiencia mínima	Estado

Revisor Estructural	Ingeniero Civil	5 años en diseño estructural, o estudios de postgrado en estructuras o ingeniería sísmica	Independencia laboral del propietario de la obra y diseñador estructural.
---------------------	-----------------	---	---

Tabla 2. Requisitos para revisores estructurales en Colombia, (Acuña & Cruz, 2020)

3.3.2.1 Contenido mínimo de información requerido en planos estructurales solicitado en el reglamento NSR-10.

- Especificaciones de materiales (resistencia, calidad y tipo de concreto, acero, mampostería, madera, mortero, etc.), indicando en qué parte de la edificación se usa cada uno.
- Dimensiones y ubicación de todos los elementos estructurales y su refuerzo.
- Precauciones constructivas para contrarrestar efectos como contra flechas, variaciones de temperatura, retracción, humedad o fluencia.
- Tipo y ubicación de conexiones y empalmes.
- Grado de disipación de energía para el cual fue diseñado el sistema estructural sísmico.
- Cargas vivas y acabados considerados en los cálculos.
- Grupo de uso asignado a la edificación.

3.3.2.1 Contenido mínimo de información requerido en memorias estructurales solicitado en el reglamento NSR-10.

los planos estructurales deben ir acompañados de una memoria de cálculos firmada por el ingeniero responsable. Esta debe incluir:

- Descripción del sistema estructural y cargas verticales.
- Capacidad de disipación de energía y cálculo de fuerza sísmica.
- Tipo de análisis estructural y verificación de derivas máximas.
- Si se usa software, se debe explicar el modelo digital, los datos de entrada y cómo se interpretan los resultados.
- Los resultados pueden anexarse, pero no sustituyen la memoria explicativa.

4 Capítulo 4

4.1 Norma Ecuatoriana de Construcción 2015, NEC-SE-HM y NEC-SE-DS.

Como se ha mencionado con anterioridad la NEC no establece un procedimiento estándar para realizar la revisión de un diseño estructural. Sin embargo, está claro que dicho proceso debería incluir la verificación del cumplimiento de los requisitos mínimos de diseño que dicha norma establece. A continuación, se referencian los aspectos normativos aplicables al diseño de estructuras de pórticos de hormigón armado resistentes a momento bajo lo establecido en la normativa.

El proceso de diseño de una estructura con sistema de pórticos es básicamente el siguiente:

1. Se definen las siguientes características sísmicas de la estructura: zona sísmica, importancia de la edificación, su altura, las regularidades estructurales con las que cuenta y el nivel de ductilidad requerida.
2. Se definen las propiedades de los materiales a utilizar.
3. Se determinan las cargas (vivas, muertas, viento, sismo).
4. Se selecciona y aplica el correspondiente método de análisis.
5. Se identifican las combinaciones de diseño aplicables y factores de reducción de resistencia.
6. Se Verifican de desplazamientos y las derivas de piso.
7. Se procede al diseño de elementos sometidos a flexión (Vigas), elementos a flexo compresión (Columnas) al diseño de los nudos de los pórticos y al diseño a corte de todos los elementos.
8. Se detalla la disposición (detallamiento) del refuerzo.

4.1.1 Caracterización sísmica de la estructura

4.1.1.1 Zona sísmica

La normativa establece un mapa con seis zonas sísmicas, las mismas que se diferencian en función de la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, dicha aceleración se encuentra expresada como fracción de la gravedad.

Este mapa es obtenido a partir de un estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años, con un periodo de retorno de 475 años. El sitio donde se construirá la estructura determinará la zona sísmica y por lo tanto la aceleración a emplear.

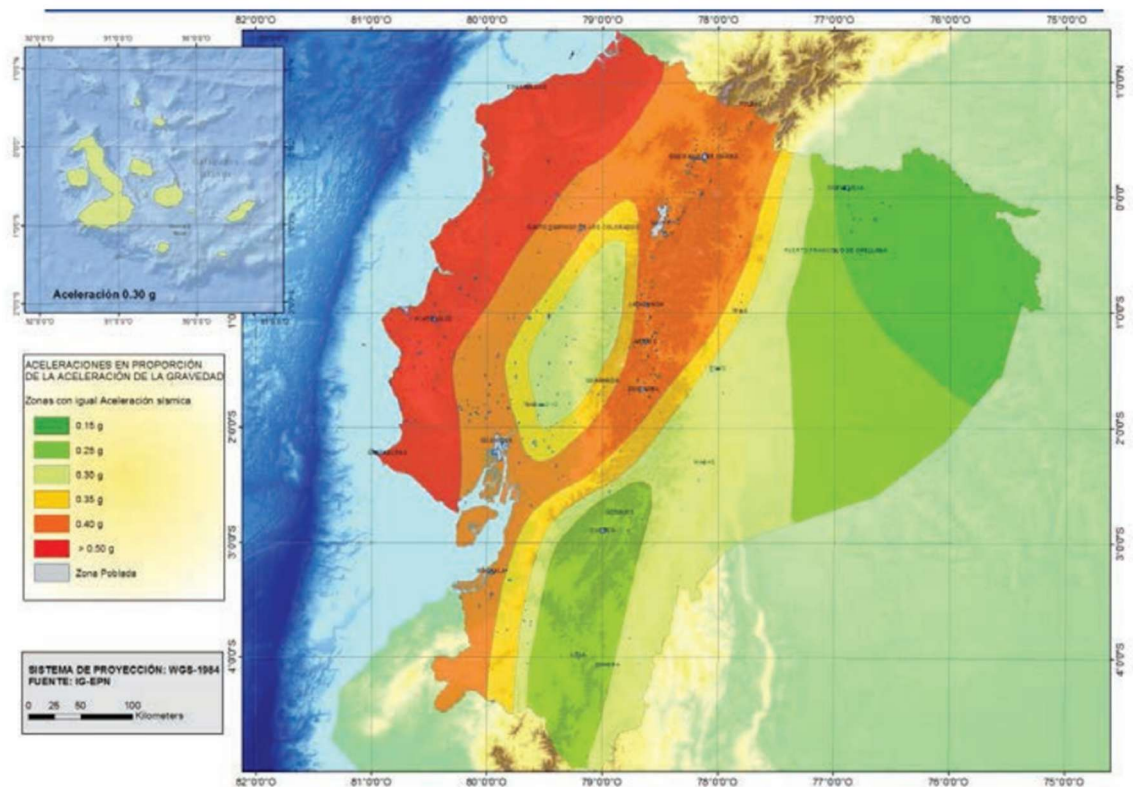


Imagen 1. Mapa de zonificación sísmica, (NEC-SE-DS, 2015)

El Ecuador en su gran mayoría se cataloga como un país con amenaza sísmica alta, para nuestra zona de estudio que es la ciudad de Latacunga, la normativa NEC-15 presenta un factor Z de 0.4g (NEC-SE-DS, 2015).

4.1.1.2 Importancia de la edificación.

La función de emplear un coeficiente de importancia es incrementar la demanda sísmica para que determinadas estructuras puedan mantenerse operativas o sufrir daños menores durante y después de un evento sísmico, (NEC-SE-DS, 2015).

Importancia de las estructuras según su uso:

- Edificaciones esenciales ($I=1.5$):

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, (NEC-SE-DS, 2015).

- Estructuras de ocupación especial ($I=1.3$):

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.

- Otras estructuras ($I=1.0$):

Todas las demás edificaciones no incluidas en las categorías anteriores.

4.1.1.3 Altura

La altura de una edificación es importante debido a su influencia directa en el comportamiento estructural, especialmente frente a cargas sísmicas. A mayor altura, mayores son las solicitaciones para este tipo de carga.

La estimación de las fuerzas sísmicas a aplicar en una estructura requiere del cálculo previo del periodo fundamental T de la misma. El valor de este periodo depende directamente de la altura de la edificación.

La normativa NEC-SE-DS en su numeral 6.3.3, estima el periodo fundamental de una estructura en función de su altura y tipo con la expresión mostrada a continuación:

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

Donde:

C_t y α Coeficiente del tipo de edificación.

h_n : Altura máxima de la edificación en metros.

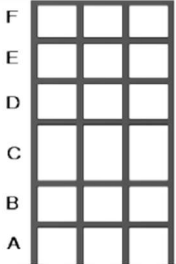
Los valores de C_t y α se obtienen de una tabla incluida en la sección 6.3.3 de la NEC. Debido a que el alcance de este estudio está delimitado para edificaciones con pórticos de hormigón armado, los coeficientes C_t y α , tendrán los siguientes valores 0.055 y 0.9 respectivamente.

4.1.1.4 Irregularidades estructurales

Los cambios abruptos de rigidez y resistencia en las estructuras pueden generar la acumulación de daño en algunos componentes, por ello, en caso de estructuras irregulares, tanto en planta como en elevación, se usarán los coeficientes de configuración estructural, que “penalizan” al diseño con fines de tomar en cuenta dichas irregularidades, responsables de un comportamiento estructural deficiente ante la ocurrencia de un sismo. Sección 5.2.3 de la NEC-15.

Los coeficientes de configuración estructural descritos en esta sección incrementan el cortante basal a modo de penalización, pero no garantizan el buen comportamiento estructural, por lo tanto, es deseable no tener ninguna de las irregularidades mostradas a continuación.

El castigo dado por las irregularidades en planta y elevación consisten en emplear los factores ϕ_E y ϕ_P iguales a 0.9 cuando se observen las patologías mostradas.

Irregularidad en elevación, ϕ_E	
Piso Flexible, ϕ_{EA} : La estructura es irregular si la rigidez lateral de un piso es inferior al 70 % de la del piso superior o menor al 80 % del promedio de los tres pisos superiores.	

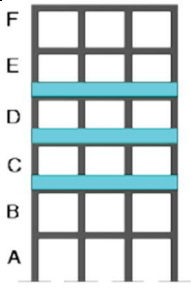
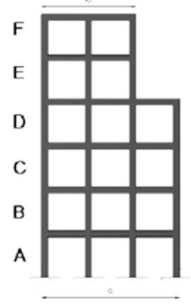
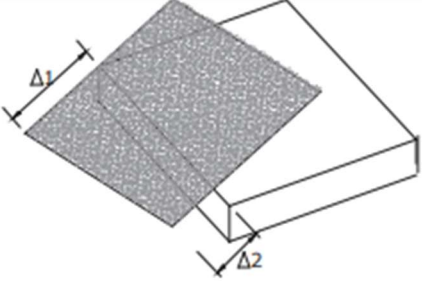
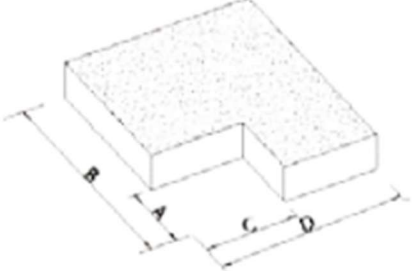
Distribución de masa, ϕ_{EB}: La estructura es irregular si la masa de un piso supera en 1,5 veces la de un piso adyacente, excepto cuando se trata de una cubierta más liviana que el piso inferior.	
Irregularidad geométrica, ϕ_{EB}: La estructura es irregular si la dimensión en planta del sistema resistente en un piso excede en más de 1,3 veces la de un piso adyacente, salvo en altillos de un solo nivel.	

Tabla 3. Irregularidad en Elevación, (NEC-SE-DS, 2015)

$$\phi_E = \phi_{EA} * \phi_{EB}$$

Donde:

En caso de tener ϕ_{EA} o ϕ_{EB} su valor es igual a 0.9, caso contrario igual a 1.

Irregularidad en Planta, ϕ_P	
Irregularidad torsional, ϕ_{PA}: Hay irregularidad por torsión cuando la deriva máxima en un extremo de la estructura excede en más de un 20 % la deriva promedio de ambos extremos.	
Retrocesos excesivos en las esquinas, ϕ_{PA}: La estructura es irregular si tiene entrantes en esquinas cuyas proyecciones laterales exceden el 15 % de la dimensión en esa dirección.	

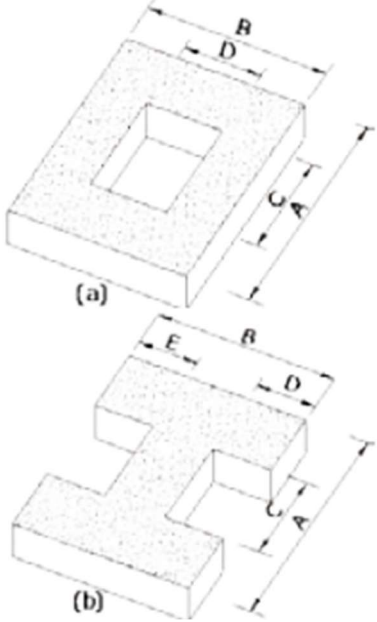
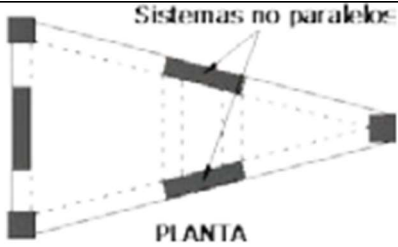
Discontinuidades en el sistema de piso, ϕ_{PA}: La estructura se considera irregular si el sistema de piso presenta discontinuidades o variaciones de rigidez mayores al 50 %, ya sea por aberturas, huecos o diferencias entre niveles consecutivos.	
Ejes estructurales no paralelos, ϕ_{PB}: La estructura es irregular si sus ejes estructurales no son paralelos ni simétricos respecto a los ejes ortogonales principales.	

Tabla 4. Irregularidades en Planta, (NEC-SE-DS, 2015)

$$\phi_P = \phi_{PA} * \phi_{PB}$$

Donde:

En caso de tener ϕ_{PA} o ϕ_{PB} su valor es igual a 0.9, caso contrario igual a 1.

4.1.1.5 Nivel de Ductilidad

La ductilidad de una estructura se refiere a la capacidad de su sistema estructural para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia y rigidez, ante cargas laterales estáticas, cíclicas o ante eventos sísmicos, (NEC-SE-DS, 2015).

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido siempre que las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad, donde el daño se concentre en secciones especialmente detalladas para funcionar como rótulas plásticas, (NEC-SE-DS, 2015).

Para definir el factor R a usar se deberá seleccionar para la estructura uno de los siguientes dos grupos estructurales que contempla la normativa ecuatoriana: Sistema estructural dúctil o sistema estructural de ductilidad limitada. Estos grupos están conformados por distintos tipos de sistemas estructurales, dentro de los cuales solo son de interés para este estudio los de pórticos resistentes a momento.

En el caso de diseñar con el método de Diseño Basado en Fuerzas, el factor R se considera como un parámetro constante y dependiente únicamente de la tipología estructural. Entonces los factores R aplicables podrían ser los que se resumen en las tablas a continuación:

Sistemas Estructurales Dúctiles aplicables	R
Pórticos especiales de hormigón armado con vigas descolgadas	8
Pórticos especiales de hormigón armado con vigas banda	5

Tabla 5. Factor de reducción sísmica, Tomado de la Tabla 15 de la (NEC-SE-DS, 2015).

Sistemas Estructurales de Ductilidad Limitada	R
Hormigón armado con secciones menores a las mínimas especificadas en NEC-SE-HM	3
Hormigón armado con secciones menores a las mínimas especificadas en NEC-SE-HM, con armadura electrosoldada de alta resistencia.	2.5

Tabla 6. Factor de reducción sísmica, Tomado de la Tabla 16 de la (NEC-SE-DS, 2015).

4.1.2 Definición de propiedades de los materiales.

Este estudio está limitado a las viviendas con pórticos de hormigón armado resistentes a momento, por lo tanto, a continuación, se describen las propiedades del hormigón y del acero de refuerzo.

- Resistencia mínima a la compresión simple del hormigón armado de acuerdo a la NEC: 210 kg/cm².
- La resistencia real a la fluencia del acero de refuerzo no debe ser superior a f_y en más de 1250 kg/cm².
- La relación entre la resistencia real a tracción y la real de fluencia del acero de refuerzo no debe ser mayor de 1.25.
- El acero de refuerzo debe ser corrugado, excepto en espirales o acero de pretensado, en los cuales se puede emplear acero liso.

Tipo	Diámetro mínimo db (mm)	Diámetro máximo db (mm)
Barras corrugadas	8	36
Alambre para mallas	4	10
Estribos	10	16

Tabla 7. Diámetros de la varilla de refuerzo, (NEC-SE-HM, 2015).

4.1.3 Determinación de cargas:

Carga tipo muerta: Las cargas muertas están constituidas por el peso de todos los elementos estructurales (vigas, columnas, muros, losas, etc.) y no estructurales, tales como: paredes, recubrimientos, instalaciones sanitarias, eléctricas, mecánicas, (NEC-SE-CG, 2015). Para definir correctamente estas cargas se debe cuantificar los pesos de la estructura real para los elementos estructurales, mientras que para los elementos no estructurales se debe cuantificar este peso en función de los acabados y tipo de construcción final, es decir tipo recubrimientos en pisos, cielos falsos, tipo de pared divisoria, sistemas eléctricos e hidrosanitarios, etc.

Carga tipo viva: Son las cargas adicionales consideradas en el cálculo estructural que varían en función del uso previsto para la edificación, incluyendo el peso de personas, mobiliario, equipos, elementos móviles o temporales, mercancías, (NEC-SE-CG, 2015). Para definir correctamente estas cargas se puede consultar la normativa NEC-SE-CG, en su tabla 9, en donde se dan los valores de la carga tipo viva en función de la ocupación de la edificación.

Carga de viento: Se considera la acción del viento como una presión que actúa sobre los elementos de fachada. Esta debe considerarse en el diseño estructural de edificación, y su magnitud depende de factores como la ubicación geográfica, la altura de la edificación, la topografía del terreno y la categoría de exposición, (NEC-SE-CG, 2015). Para el tipo de estructura de interés en este estudio, estas cargas se definen según 3.2.4 de la NEC-SE-CG.

Carga de sismo horizontal: Las estructuras deben ser concebidas con suficiente capacidad para resistir los desplazamientos laterales provocados por eventos sísmicos, tomando en cuenta su comportamiento inelástico, la redundancia del sistema, la sobre resistencia propia de sus elementos y su nivel de ductilidad, la normativa plantea la construcción de un espectro de respuesta elástico de aceleraciones S_a expresado en fracción de la aceleración de la gravedad, (NEC-SE-DS, 2015).

Por lo tanto, se debe construir el espectro mostrado a continuación:

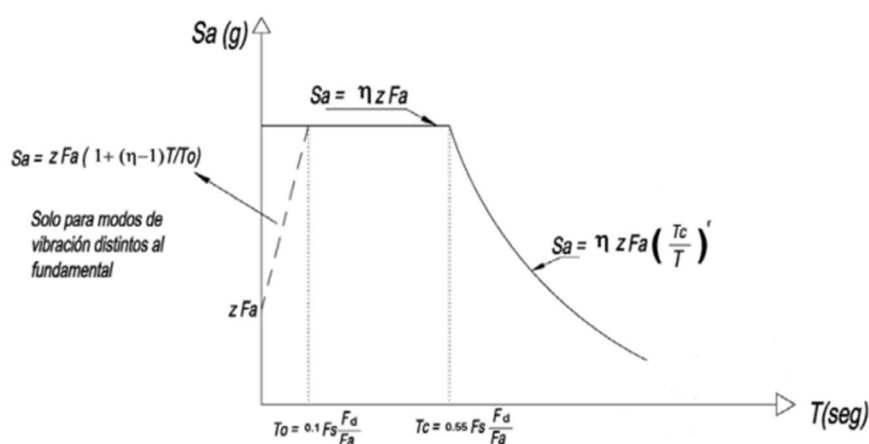


Imagen 2. Espectro Elástico, (NEC-SE-DS, 2015)

Las ecuaciones aplicables para construir el espectro se encuentran especificadas en la sección 3.3.1 de la NEC-SE-DS.

Símbolo	Definición Técnica
η	Relación entre la aceleración espectral $S_a (T = 0.1, s)$ y el PGA (Peak Ground Acceleration) para el período de retorno seleccionado $\eta = 2.48$: Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos.
F_a	Coficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto. Modifica las ordenadas del espectro elástico de aceleraciones para diseño en roca, considerando efectos de sitio.

Fd	Coeficiente de amplificación de suelo que ajusta las ordenadas del espectro elástico de desplazamientos para diseño en roca, considerando efectos de sitio.
Fs	Coeficiente de amplificación que incorpora el comportamiento no lineal del suelo, la degradación del período del sitio según la intensidad y contenido de frecuencia del sismo, y los desplazamientos relativos del suelo. Aplica tanto para espectros de aceleraciones como de desplazamientos.
Sa	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.
T₀	Período límite en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
TC	Otro período límite en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.
Z	Aceleración máxima esperada en roca para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (g).
r	Coeficiente empleado en el espectro elástico de diseño, cuyo valor varía según la localización geográfica del proyecto, $r=1$ para todos los suelos, excepto $r=1.5$ para el suelo Tipo E.

Tabla 8. Factores para construir el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, (NEC-SE-DS, 2015).

4.1.4 Métodos de análisis.

Para las estructuras consideradas en este estudio, la norma ecuatoriana permite el uso del método de diseño basado en fuerzas tanto estático, como dinámico, dejando como posibilidades para el análisis el método de la fuerza horizontal equivalente o los métodos modal espectral o tiempo historia.

En este estudio centraremos el foco en el método de análisis de la fuerza horizontal equivalente. Para la aplicación de este método de manera general se siguen los siguientes pasos:

1. Determinación del espectro de diseño $S_a(T)$
2. Cálculo aproximado del periodo fundamental de vibración T_a
3. Determinación del corte basal V
4. Determinación de las distribuciones vertical y horizontal de V
5. Aplicar las fuerzas sísmicas en direcciones correspondientes y verificar que índices de derivas no sobrepasen el valor permitido.

En las secciones anteriores se mostró como se construye el espectro de aceleraciones y como se calcula el periodo fundamental de vibración de la estructura en función de su altura.

El cortante basal se debe calcular con la expresión mostrada a continuación:

$$V = \frac{I * Sa(Ta)}{R * \phi E * \phi P} * W$$

Donde:

W: Carga sísmica reactiva, es decir el peso de la estructura.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

Ta: Periodo de vibración.

4.1.4.1 Distribución de la fuerza cortante en la altura de la edificación.

La distribución de fuerzas verticales se asemeja a una distribución lineal- triangular, similar al modo fundamental de vibración, de acuerdo a la NEC-SE-DS en la sección 6.3.5 las fuerzas laterales totales de cálculo deben ser distribuidas en la altura de la estructura, utilizando las siguientes expresiones:

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

Donde:

V: Cortante total en la base de la estructura

F_x: fuerza lateral aplicada a cada piso.

w_x: Peso aginado al piso o nivel x de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W.

w_i: Peso aginado al piso o nivel i de la estructura, siendo una fracción de la carga reactiva W

h_x: Altura del piso x.

h_i: Altura del piso i.

k: Coeficiente relacionado con el periodo de vibración T.

T(s)	k
<0.5	1
0.5-2.5	0.75+0.5*T
>2.5	2

Tabla 9. Coeficiente de distribución k, (NEC-SE-DS, 2015)

Estas fuerzas sísmicas se deben aplicar lateralmente a la estructura y posteriormente revisar que los desplazamientos laterales que estas general no excedan los valores de deriva límites establecidos en el código.

4.1.5 Combinaciones de diseño y factores de reducción de resistencia.

4.1.5.1 Combinaciones de carga

Dependiendo el tipo de cargas a las que vaya a estar sometida la estructura aplicarán o no una u otra combinación de diseño. El conjunto de combinaciones que podría ser aplicables se muestra a continuación en la siguiente tabla:

Combinación	Factores
1	1.4D
2	1.2D+1.6L+0.5max(Lr, S, R)
3	1.2D+1.6max(Lr, S, R)+max(L, 0.5W)
4	1.2D+1.0W+L+0.5max(Lr, S, R)
5	1.2D+1.0E+L+0.2S
6	0.9D+1.0W
7	0.9D+1.0E
Para las combinaciones 3, 4 y 5; el factor de L puede ser 0.5, siempre y cuando, $Lo \leq 480 \text{ kg/m}^2$ (excepto para estacionamientos y espacios de reuniones públicas)	

Tabla 10. Combinaciones de carga, (NEC-SE-HM, 2015)

En donde:

D: carga permanente muerta.

E: carga de sismo.

L: Carga viva.

Lr: Carga viva de cubierta.

S: carga de granizo.

W: carga de viento.

Lo: carga mínima uniformemente distribuidas.

4.1.5.2 Factores de reducción de resistencia

Dado que la NEC contempla un diseño basado en resistencia ultima, las capacidades de los elementos para cada esfuerzo al que están sometidos no se contemplan al 100% y se usan factores de reducción de resistencia que se muestran a continuación:

Solicitud	Factor de reducción de resistencia ϕ
Tracción	0.90
Tracción axial	0.90
Compresión con refuerzo transversal en espiral	0.75
Compresión de otros elementos reforzados	0.65
Cortante y torsión	0.75
Aplastamiento	0.65

Tabla 11. Factores de reducción de resistencia, (NEC-SE-HM, 2015).

4.1.6 Verificación de desplazamientos y derivas.

Para estructuras de hormigón armado, en el cálculo de las derivas máximas se deberán utilizar los valores de las inercias agrietadas de los elementos estructurales, empleando los siguientes factores de agrietamiento:

- Vigas: 0.5 I_g (incluyendo losas si corresponde)
- Columnas: 0.8 I_g
- Muros estructurales: 0.6 I_g , aplicable solo en los dos primeros pisos si no hay subsuelos.

Deriva máxima inelástica

- Para estructuras de hormigón armado se establece un límite máximo de deriva de piso inelástica de 0.02, es decir el 2% de la altura del piso.
- La deriva máxima inelástica se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta_{inelástica} = \Delta_{elástica} * 0.75 * R$$

Donde R, corresponde al Factor de reducción de resistencia sísmica.

4.1.7 Diseño de elementos estructurales del pórtico según NEC.

4.1.7.1 Elementos sometidos a flexión (Vigas)

Una viga es un elemento estructural que trabaja principalmente a flexión, se caracteriza por tener su longitud mucho mayor a la dimensión de los lados de su sección transversal, su función principal es transmitir las cargas hacia las columnas.

- Las fuerzas axiales mayoradas a compresión no deben exceder $0.1A_g*f'_c$, en ninguna combinación de carga.
- La luz libre debe ser mayor a 4 veces la altura del elemento.
- Ancho mínimo de 25 cm.
- Peralte mínimo, el establecido para control de deflexiones por el ACI 318 en su sección 9.3.1.1.

Condición de apoyo	Altura mínima
Simplemente apoyada	$L/16$
Con un extremo continuo	$L/18.5$
Ambos extremos continuos	$L/21$
En voladizo	$L/8$

Tabla 12. Altura mínima de vigas no preesforzadas, (ACI 318, 2019)

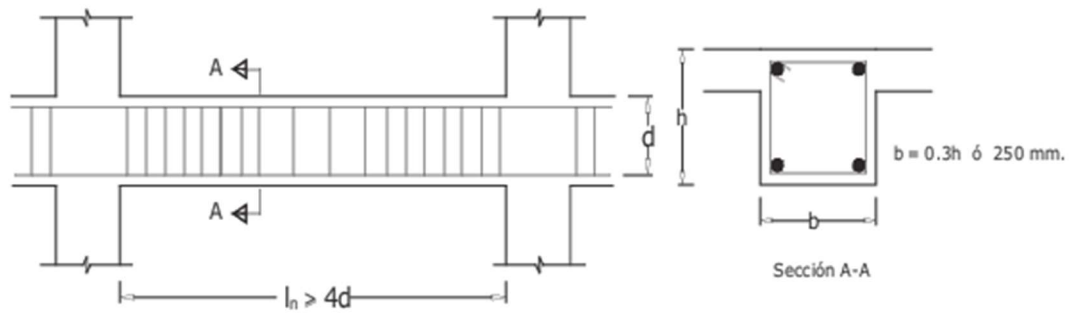


Imagen 3. Requerimientos en vigas, (NEC-SE-HM, 2015)

- La separación existente entre los apoyos de una viga no debe ser superior a 50 veces el ancho de la viga b .
- Tanto el refuerzo superior como inferior debe estar al menos compuesto por dos barras.
- El refuerzo longitudinal mínimo está controlado por la siguiente expresión (en SI):

$$A_s (cm^2) = \max \left(\frac{1.4}{f_y} * b * d; \frac{\sqrt{f'_c}}{4 * f_y} * b * d \right)$$

- Este requisito se puede omitir si el refuerzo colocado es mayor en 1/3 al obtenido por análisis.
- El refuerzo máximo en la sección no puede ser superior al 50% de la cuantía balanceada (ρ_b).

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{0.003}{\frac{f_y}{E_s} + 0.003}$$

- La capacidad del momento positivo en los extremos del elemento debe ser al menos el 50% del momento negativo.
- La capacidad del momento tanto positivo como negativo en cualquier sección del elemento no debe ser menor al 25% de la mayor capacidad a momento.
- El anclaje, ya sea superior o inferior que atraviese un nudo debe ser continuo y sin dobleces a través del nudo.
- El refuerzo superior e inferior que termine en un nudo viga-columna se debe prolongar hasta la cara opuesta y continuar ortogonalmente con un doblez de 90°.
- El radio del doblez externo no debe ser menor que cuatro veces el diámetro de las varillas entre 10 y 25 mm.
- En toda la longitud del traslape se deberá proveer de estribos de confinamiento de al menos 10 mm de diámetro, con un espaciamiento máximo de 100 mm o d/4.
- No se permiten traslapes en los nudos ni en una distancia menos a 2H en los extremos, donde H es el peralte de la viga.
- Se debe proveer de estribos de confinamiento en una distancia 2H desde la cara de la columna en los extremos.
- En las regiones de confinamiento (2H), el máximo espaciamiento será el menos de d/4, 200 mm y 6 diámetros de la varilla longitudinal.
- En zonas donde no se requiere confinamiento se puede disponer los estribos con un espaciamiento menor a d/2.
- En regiones de confinamiento, los estribos se deben colocar de forma tal que las varillas esquineras y las colocadas a más de 150 mm, estén unidas a las esquinas de los estribos o de una amarra suplementaria.
- Los estribos consecutivos deben tener sus extremos en los lados opuestos.

4.1.7.2 Elementos sometidos a flexo-compresión (Columnas)

Se aplicará los siguientes requerimientos a los elementos tipo columna, parte del sistema resistente a cargas sísmicas que:

- Soporten fuerzas axiales que excedan $0.10 f_c A_g$, en las combinaciones de carga en que participen las cargas sísmicas.
- La relación entre la dimensión menor y mayor de la sección transversal sea mayor que 0.40 o que su altura libre sea mayor a 4 veces la dimensión mayor del elemento.
- La dimensión más pequeña de la sección transversal sea mayor a 30 cm.
- Las secciones en los extremos de las columnas serán diseñadas para la combinación más desfavorable de momentos y carga axial.
- El factor de sobre-resistencia ϕ^0 es el cociente entre la capacidad en sobre-resistencia de las rótulas plásticas en las vigas que llegan al nudo, junto a la sección que se diseña y la capacidad requerida por el análisis. Se calcula con la siguiente expresión:

$$\phi^0 = \frac{M_o^- + M_o^+}{M_{req}^- + M_{req}^+}$$

Donde:

M_o : Capacidad de sobre-resistencia en las vigas que llegan al nudo.

M_{req} : Capacidad requerida.

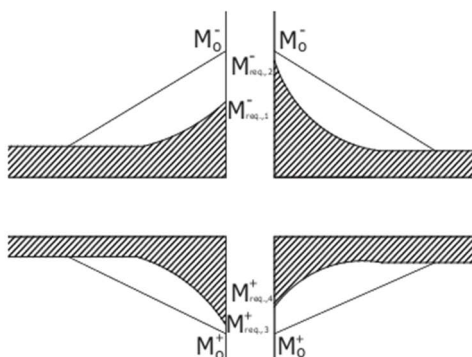


Imagen 4. Momentos probables, (NEC-SE-HM, 2015).

Esta capacidad en exceso, es vital cuantificarla para garantizar la formación del mecanismo dúctil, columna fuerte –viga débil.

El factor de amplificación dinámica a flexión ω_f , depende de la demanda de ductilidad μ en la estructura, y se debe aplicar desde el nivel 1 hasta un nivel $0.75H$, donde H es la altura total de la edificación.

$$\omega_f = 1.15 + 0.13 * \left(\frac{\mu}{1.8} - 1 \right) > 1.15$$

Donde:

ω_f : Factor de amplificación dinámica

μ : Coeficiente de ductilidad, igual a $R/2$, si las fuerzas de diseño se obtuvieron mediante DBF.

- La cuantía de refuerzo longitudinal debe estar entre el 1 y 3% de la sección transversal.
- Se debe proporcionar refuerzo de confinamiento en los extremos del elemento, en una longitud L_o , la misma que será la mayor de:

Altura libre del elemento dividida para 6
La dimensión de la sección transversal más larga
450 mm

Tabla 13. Confinamiento en Columnas, (NEC-SE-HM, 2015)

- El espaciamiento del refuerzo de confinamiento no puede ser más de la menor de las siguientes condiciones:

Menor de las dimensiones del elemento dividida para 4
6 diámetros de la menor varilla del refuerzo longitudinal
$s_o = 100 + (\frac{350-hx}{3})$, donde hx es la distancia entre ganchos suplementarios y estribos.
s_o , no debe ser mayor a 150 mm, ni necesariamente menor a 100 mm.

Tabla 14. Espaciamiento en columnas para confinamiento, (NEC-SE-HM, 2015)

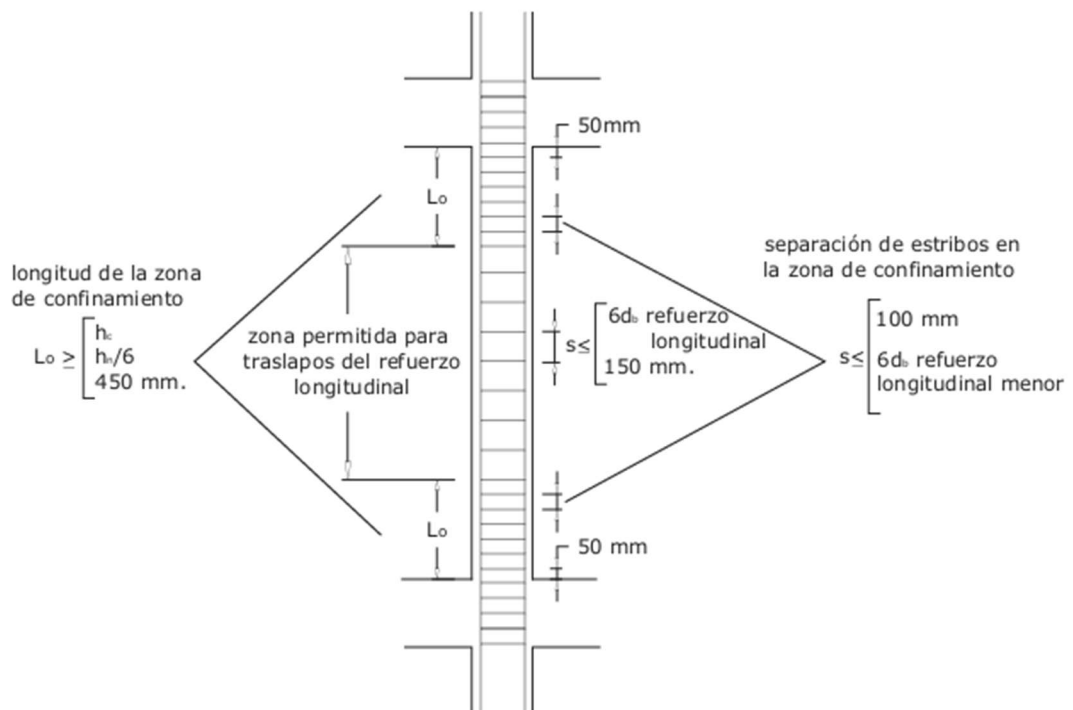


Imagen 5. Refuerzo en columnas, (NEC-SE-HM, 2015)

- El área del refuerzo para estribos de confinamiento rectangulares no puede ser menor que la mayor de las siguientes condiciones:

$A_{sh} = 0.3 * \frac{s * bc * f'_c}{f_{yt}} * (\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1)$
$A_{sh} = 0.09 * \frac{s * bc * f'_c}{f_{yt}}$
Donde: A_{sh}: Área total de los estribos y amarras con separación s y perpendicular a la dimensión bc, mm². s: Separación centro a centro de los estribos, mm.

bc: Distancia de centro a centro entre esquinas de un estribo, mm.
--

Tabla 15. Área de refuerzo para confinamiento, (NEC-SE-HM, 2015)

- La separación de los estribos más allá de la zona de confinamiento no debe ser mayor a 6 diámetros de la menor varilla longitudinal, ni superior a 150 mm.
- No se permite traslapes en zonas de confinamiento (Lo).

4.1.7.3 Diseño de resistencia al cortante

El diseño se basará en:

$$\phi V_n > V_u$$

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde:

V_c : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

V_s : Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de acero.

V_u : Fuerza cortante mayorada.

V_n : Resistencia nominal al cortante

- **Resistencia a cortante en elementos sometidos a flexión:**

La resistencia a cortante última de elementos en flexión con ductilidad local óptima no debe ser menor que:

- La requerida por análisis.
- la correspondiente a un elemento con rótulas plásticas en sus extremos que produce una condición de doble curvatura, calculada de la siguiente forma:

$$\phi_s V_n \geq \frac{M_i^o + M_j^o}{L - d} + V_{ug}$$

Donde:

M_i, M_j : Capacidades en momento multiplicadas por el factor de sobre-resistencia, en los extremos del elemento, de forma que produzcan doble curvatura para las dos direcciones de carga.

L : Longitud del elemento.

d : Altura efectiva del elemento.

V_{ug} : Constante a una distancia $d/2$, correspondiente a la carga muerta sin mayorar que actúa sobre el elemento.

V_n : Resistencia nominal al cortante.

- El valor del factor de sobre resistencia se puede tomar de forma simplificada al multiplicar por 1.25 la capacidad máxima a momento, como parte del endurecimiento post-fluencia.

- **Resistencia a cortante de elementos en flexo-compresión**

La resistencia a cortante última debe ser mayor o igual que la requerida por el análisis de la estructura V_e , multiplicada por el factor de sobre resistencia de las vigas que llegan al nudo.

4.1.7.4 Disposición de refuerzo

Tanto para elementos tipo viga como tipo columna, la separación entre barras embebidas no debe ser menor a 3 veces su diámetro y deben tener un recubrimiento de hormigón mínimo de 40 mm en superficies expuestas a la intemperie o al suelo y de 20 mm para otras superficies.

4.1.8 Diseño de losas

La normativa NEC 15 no tiene disposiciones propias para el diseño de losas de hormigón armado, en su lugar direcciona a la revisión de los capítulos referentes a losas en una y dos direcciones, cascaras y losas plegadas en el código ACI.

4.2 Requisitos del Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318-19)

El código ACI 318-19, tampoco establece un procedimiento estándar para realizar la revisión de un diseño estructural, por lo tanto, a continuación, se recopilan los aspectos fundamentales que establece el código para el dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales de estructuras de tipo pórtico.

4.2.1 Aspectos de diseño de vigas de pórticos especiales resistentes a momento

4.2.1.1 Limites dimensionales (ACI 318-19, 18.6.2).

- La luz libre de una viga no debe ser menor de $4d$
- El ancho b_w de la viga debe ser al menos $0.3h$ ó 250 mm.

4.2.1.2 Refuerzo longitudinal (ACI 318-19, 18.6.3).

- La cuantía de refuerzo no puede ser mayor a 0.025 para refuerzo de grado 420.
- La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor al 50% de la resistencia al momento negativo.
- El Acero mínimo requerido debe ser el mayor de las siguientes dos condiciones:

$$0.80 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d \quad \text{ó} \quad \frac{14}{f_y} * b_w * d$$

Si el acero colocado es $1/3$ superior al requerido por análisis, no es necesario cumplir el requisito anterior.

La resistencia tanto positiva como negativa en cualquier sección del miembro, debe ser al menos el 25% de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Se prohíbe realizar traslapes dentro de los nudos, a una distancia inferior a $2H$ de viga desde la cara del nudo y en una distancia de $2H$ de viga en donde se puede generar fluencia.

4.2.1.3 Refuerzo transversal (ACI 318-19, 18.6.4).

Se requiere esfuerzo de confinamiento para los siguientes casos:

- En ambos extremos de la viga en una longitud igual a 2 alturas de la viga.
- En longitudes iguales a 2 alturas de la viga, en ambos lados donde se puede generar la fluencia.

En zonas donde se requieran estribos de confinamiento, las barras de refuerzo longitudinal deben tener el siguiente soporte lateral:

- Las barras que no estén apoyadas lateralmente no pueden estar separadas a más de 150 mm de una barra con apoyo.
- Las barras que estén apoyadas lateralmente no pueden estar separadas a más de 350 mm.

El primer estribo de confinamiento debe estar situado a no más de 50 mm de la cara de la columna.

El espaciamiento entre estribos cerrados de confinamiento se debe colocar con la menor de las siguientes condiciones:

- $d/4$
- 150 mm
- $6d_b$

Cuando no se requiera estribos de confinamiento se los debe colocar a una distancia no mayor a $d/2$.

4.2.2 Aspectos de diseño de columnas de pórticos especiales resistentes a momento.

4.2.2.1 Límites dimensionales (ACI 318-19, 18.7.2).

- La menor dimensión permitida es de 300 mm.
- La relación entre la menor dimensión del elemento y su perpendicular debe ser mayor a 0.4.

4.2.2.2 Resistencia mínima a flexión en columnas (ACI 318-19, 18.7.3).

La resistencia a flexión de la columna debe cumplir con:

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nb}$$

Donde:

M_{nc} : Momento nominal de flexión de las columnas, evaluado en la cara del nudo.

M_{nb} : Momento resistente nominal de flexión de las vigas, evaluado en la cara del nudo.

Las resistencias a flexión deben sumarse de tal forma que los momentos de las columnas sean contrarios a los de las vigas.

4.2.2.3 Refuerzo longitudinal (ACI 318-19, 18.7.4).

- El refuerzo mínimo de la sección debe ser superior a $0.01 A_g$.
- El refuerzo no debe exceder $0.06 A_g$.
- Los empalmes mecánicos para traslape se permiten solo en la mitad central de la columna.

4.2.2.4 Refuerzo transversal (ACI 318-19, 18.7.5).

La longitud L_o en donde se debe colocar refuerzo transversal estará definida por la menor de las siguientes condiciones:

- 450 mm
- Altura libre de la columna/6
- h de columna

El refuerzo transversal debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- Los estribos deben abrazar las barras periféricas longitudinales.
- Los estribos o ganchos suplementarios deben dar soporte lateral al refuerzo longitudinal de tal manera que las barras de las esquinas deben estar soportadas por el estribo con un ángulo no mayor a 135 grados y ninguna barra no apoyada puede estar a más de 150 mm de una apoyada.

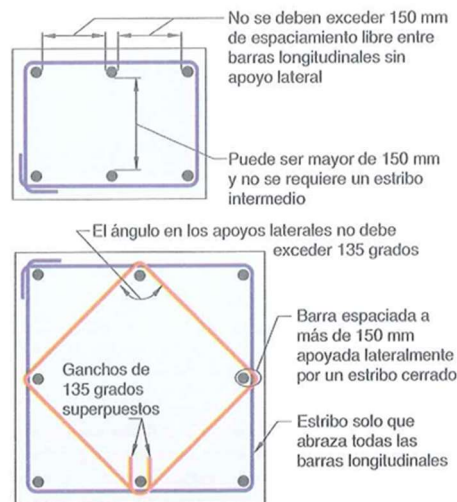


Imagen 6 Soporte lateral, (ACI 318-19,2019)

- La distancia entre ramas **h_x** de estribo o gancho suplementario no debe ser mayor a 350 mm.
- Si $P_u > 0.3 * A_g * f'_c$ (P_u : mayor valor a compresión incluyendo sismo) ó $f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$, todas las barras longitudinales deben tener soporte lateral y el valor de **h_x** no puede exceder 200 mm.

Espaciamiento mínimo entre estribos, no se debe exceder la menor de las siguientes condiciones:

- El menor de $0.25 * B_{col}$ ó $0.25 H_{col}$
- $6d_b$ del refuerzo longitudinal menor.
- S_o : según la ecuación mostrada a continuación, pero no mayor que 150 mm, ni necesariamente menor a 100 mm.

$$S_o = 100 + (350 - h_x)/3$$

Refuerzo transversal para columnas en pórticos especiales resistentes a momento.

Se debe elegir el mayor valor obtenido entre las tres expresiones mostradas a continuación.

Refuerzo Transversal	Expresiones relacionadas
Ash/(s*bc)	$0.3 \left(\frac{Ag}{Ach} - 1 \right) * \frac{f'c}{fyt}$
	$0.09 * \frac{f'c}{fyt}$
	$0.2 * k_n * \frac{Pu}{fyt * Ach}$

Tabla 16. Refuerzo transversal para columnas (ACI 318-19,2019)

Donde:

k_n : Efectividad del confinamiento, calculado con la expresión:

nl: Numero de barras longitudinales.

$$k_n = \frac{nl}{nl - 2}$$

- En zonas fuera de **Lo**, el espaciamiento entre estribos no podrá ser mayor de 150 mm ó 6db de la menor barra longitudinal.

4.2.3 Aspectos de diseño de nudos en pórticos especiales resistentes a momento

Para determinar las fuerzas provenientes de las vigas debido al refuerzo longitudinal en las caras de los nudos se debe suponer que la resistencia a tracción por flexión es 1.25 fy.

El refuerzo longitudinal que termine en los nudos se debe desarrollar en tracción y compresión como se muestra posteriormente.

La altura del nudo (h) paralelo al refuerzo longitudinal de la viga deberá ser el mayor de las siguientes condiciones:

- $20\lambda * db$, donde $\lambda=1$, para concreto de peso normal.
- h/2 de cualquier viga que llegue al nudo.

4.2.3.1 Refuerzo transversal (ACI 318-19, 18.8.3).

El refuerzo transversal debe cumplir con las siguientes especificaciones:

- Ser estribos cerrados de al menos 10 mm.
- Los estribos deben abrazar las barras periféricas longitudinales.
- Los ganchos suplementarios deben estar alternados al largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección y tener un diámetro de al menos 10 mm.
- Los estribos o ganchos suplementarios deben dar soporte lateral al refuerzo longitudinal de tal manera que las barras de las esquinas deben estar soportadas por el estribo con un ángulo no mayor a 135 grados y ninguna barra no apoyada puede estar a más de 150 mm de una apoyada.

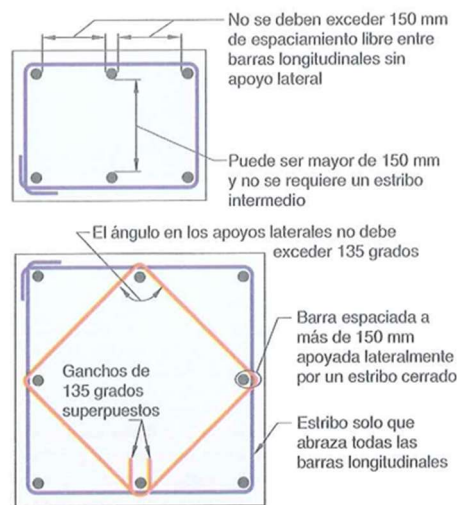


Imagen 7. Soporte lateral, (ACI 318-19,2019)

- La distancia entre ramas **h_x** de estribo o gancho suplementario no debe ser mayor a 350 mm.
- Si $P_u > 0.3 * A_g * f'_c$ (P_u : mayor valor a compresión incluyendo sismo) ó $f'_c > 700 \text{ kg/cm}^2$, todas las barras longitudinales deben tener soporte lateral y el valor de **h_x** no puede exceder 200 mm.

La separación de los estribos no se debe exceder la menor de las siguientes condiciones:

- El menor de $0.25 * B_{col}$ ó $0.25 H_{col}$
- 6db del refuerzo longitudinal menor.
- S_o : según la ecuación mostrada a continuación, pero no mayor que 150 mm, ni necesariamente menor a 100 mm.

$$S_o = 100 + (350 - h_x)/3$$

Para el refuerzo transversal dentro del nudo se debe elegir el mayor valor obtenido entre las tres expresiones mostradas a continuación.

Refuerzo Transversal	Expresiones relacionadas
$A_{sh}/(s * b_c)$	$0.3 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) * \frac{f'_c}{f_{yt}}$

	$0.09 * \frac{f'_c}{f_{yt}}$
	$0.2 * k_n * \frac{P_u}{f_{yt} * A_{ch}}$

Tabla 17. Refuerzo transversal para nudos (ACI 318-19,2019)

Donde:

k_n : Efectividad del confinamiento, calculado con la expresión:

n_l : Numero de barras longitudinales.

$$k_n = \frac{n_l}{n_l - 2}$$

Se permite reducir esta cuantía de refuerzo siempre y cuando al nudo lleguen vigas por los 4 lados y con anchos mayores a 0.75 veces la dimensión de la columna correspondiente.

4.2.4 Aspectos de detallamiento de los elementos estructurales de los pórticos especiales resistentes momento

4.2.4.1 Consideraciones en vigas de pórticos especiales a momento.

- Las vigas deben tener al menos dos barras tanto superior como inferior.
- Se permite realizar traslapes únicamente si se proporciona estribos de confinamiento, los mismos que no deben estar a un espaciamiento superior a la menor de $d/4$ o 100 mm.
- Cada barra longitudinal debe tener apoyo lateral por medio de un estribo con un ángulo interior no mayor a 135 grados.

4.2.4.2 Consideraciones en columnas de pórticos especiales a momento.

- Los estribos empleados deben ser cerrados de al menos 10 mm.
- Los ganchos suplementarios deben estar alternados al largo del refuerzo longitudinal y alrededor del perímetro de la sección y tener un diámetro de al menos 10 mm.
- Para columnas la separación entre barras ser de al menos el mayor entre (40 mm, $1.5 * db$, $4/3 * d_{agg}$).

4.2.4.3 Detalles generales para la disposición de refuerzo.

- El espaciamiento mínimo del refuerzo en barras paralelas debe ser de al menos el mayor entre (25 mm, db , $4/3 * d_{agg}$).
- Cuando el refuerzo se coloque en dos o más capas la separación entre capas debe ser de al menos 25 mm.

4.2.5 Longitud de desarrollo (ACI 318-19, 18.8.5).

- Longitud de desarrollo de embebido en tracción de ganchos estándar.

Para barras desde los 10 a los 36 mm, l_{dh} no debe ser inferior que $8db$ o 150 mm y se calculará con la siguiente ecuación:

$$l_{dh} = f_y * db / (17 * \lambda * \sqrt{f'_c})$$

- Longitud de Desarrollo para barras rectas

Para barras desde los 10 a los 36 mm, l_d no debe ser la mayor de las siguientes condiciones:

- $2.5l_{dh}$: Si el concreto por debajo de la barra es menor de 300 mm.
- $3.25l_{dh}$: Si el concreto por debajo de la barra es mayor de 300 mm.

Las barras rectas que terminan en un nudo deben pasar por el núcleo confinado y de no ser así se debe incrementar en un factor de 1.6.

4.2.5.1.1 Geometría de los ganchos para desarrollar las barras.

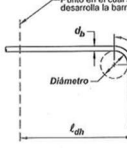
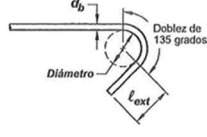
Tipo de Gancho	Diametro de la barra (mm)	Diametro interior de doblado	lex (mm)	Tipo de gancho	Uso
Gancho de 90	10-25	6db	12db		Losas, Vigas, Cadenas de amarre
Gancho de 180	10-25	6db	>(65mm, 4db)		Losas, Vigas, Cadenas de amarre, Columnas
Gancho de 135	10-16	4db	>(75mm, 6db)		Estribos

Imagen 8. Ganchos estándar, (ACI 318, 2019)

Para el caso de ganchos suplementarios, estos deben poseer un gancho de 135 grados en un extremo y un gancho de 90 en el otro extremo.

4.2.5.1.2 Longitud de desarrollo a tracción (ACI 318-19, 25.4.2).

Se calcula con las expresiones mostradas a continuación:

Espaciamento y recubrimiento	$\phi < 19 \text{ mm}$	$\phi > 22 \text{ mm}$
Cs > db y Cc1, Cc2 > db y E en ld a Smin Cs > 2db y Cc1, Cc2 > db	$l_d = \frac{f_y * \psi_t * \psi_e}{6.6\lambda * \sqrt{f'_c}} * db$	$l_d = \frac{f_y * \psi_t * \psi_e}{5.3\lambda * \sqrt{f'_c}} * db$
Otros casos	$l_d = \frac{f_y * \psi_t * \psi_e}{4.4\lambda * \sqrt{f'_c}} * db$	$l_d = \frac{f_y * \psi_t * \psi_e}{3.5\lambda * \sqrt{f'_c}} * db$
Unidades en kg y cm		

Imagen 9. Longitud de desarrollo a tracción, (ACI 318, 2019).

Donde:

Ψ_t : 1 para barras inferiores y 1.3 para para barras que tengan más de 30 cm de hormigón debajo.

Ψ_e : 1 para barras sin revestimiento epóxico.

4.2.6 Diseño de cimentaciones (ACI 318-19, 18.13.2)

El refuerzo de las columnas se debe extender dentro de la zapata y debe estar totalmente desarrollado a tracción.

El refuerzo longitudinal que viene de la columna debe tener un gancho de 90 grados orientado hacia el centro de la columna.

En zapatas cuadradas en dos direcciones, el refuerzo debe uniformemente en ambas direcciones.

En zapatas rectangulares el refuerzo debe distribuirse de forma uniforme en la dirección larga, mientras que en la dirección corta la porción de refuerzo $\gamma_s \cdot A_s$, se debe colocar uniformemente en una franja del ancho de la dirección corta, y el resto de refuerzo distribuirlo de forma uniforme fuera de esta zona.

Donde:

$$\gamma_s = \frac{2}{\frac{Lado\ Largo}{Lado\ Corto} + 1}$$

El refuerzo a flexión mínimo a colocar este dado por $0.0018 \cdot b \cdot h$.

4.2.7 Diseño de elementos tipo viga sobre el terreno (ACI 318-19, 18.13.4)

Las cadenas de amarre deben poseer refuerzo continuo y cumplir con las siguientes disposiciones:

- La menor dimensión del elemento no podrá ser menor que, la distancia entre columnas que se conectan dividida para 20, pero no necesariamente mayor a 450mm.
- El refuerzo transversal deberán ser estribos cerrados con un espaciamiento inferior a la menor dimensión del elemento dividida para 2 o 300 mm.
- Las zapatas aisladas deben interconectarse entre sí por medio de cadenas de amarre.

4.2.8 Diseño de losas (ACI 318-19, 24.2.2)

El ACI 318-19 no dedica un capítulo exclusivo a las losas nervadas, pero sí establece criterios generales que se aplican a su diseño como elementos estructurales de concreto reforzado.

Para los sistemas de entrepiso nos enfocaremos en verificar el cumplimiento de deformaciones admisibles, es decir que los elementos estructurales que conforman el sistema de entrepiso cumplan con las disposiciones mínimas.

Elemento	Condición	Límite de deflexión
Entrepisos	Que no soporten elementos no estructurales.	L/180
Entrepisos	Soporten a elementos no estructurales, no susceptibles a sufrir daño.	L/480

Entrepisos	Soporten a elementos no estructurales, susceptibles a sufrir daño.	L/240
------------	--	-------

Tabla 18. Deflexiones en entrepisos, (ACI 318, 2019).

Para el diseño de losas en dos direcciones con vigas entre apoyos se deberá cumplir con al menos el espesor calculado mediante la siguiente expresión:

Si $0.2 < \alpha f m < 2.0$

$$h > (125 \text{ mm}; \frac{\ln (0.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 5\beta * (\alpha f m - 0.2)})$$

Si $\alpha f m > 2.0$

$$h > (90 \text{ mm}; \frac{\ln (0.8 + \frac{f_y}{14000})}{36 + 9\beta})$$

Donde:

$\alpha f m$: corresponde al valor promedio de los αf

$$\alpha f: \frac{\text{Inecia de la viga}}{\text{Inercia de la losa}}$$

$$\beta: \frac{\text{Luz en la dirección larga}}{\text{Luz en la dirección corta}}$$

Para losas alivianadas se tomará las recomendaciones del ACI 318-19 en su sección 8.8, es decir para viguetas en dos direcciones no preesforzadas.

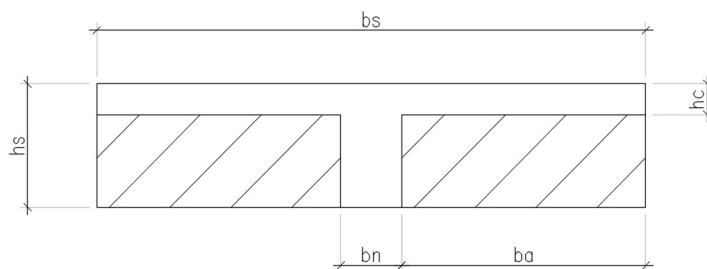


Imagen 10. Sección de losa alivianada, (Elaboración propia).

- El ancho mínimo (bn) de los nervios debe ser superior a 10 cm.
- La altura (hs) no debe ser mayor que 3.5 veces su ancho.
- Espacio del alivianamiento (ba) máximo de 75 cm.
- La barra inferior debe ser continua y debe estar anclada para desarrollar F_y .
- La losa superior (hc) no debe ser menor que 5 cm.
- La loseta superior debe poseer al menos el refuerzo por retracción de $0.0018A_g$, especificado en el ACI 318-19 sección 8.6.11.

Se pueden analizar los nervios como vigas individuales y estos deben cumplir los requisitos de resistencia de flexión y corte.

Donde el acero a flexión se puede calcular con la expresión mostrada a continuación:

$$k = 0.85 * f'c * b * d / fy$$

$$As = k \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Mu}{\phi * k * d * fy}} \right)$$

Mientras que la resistencia a corte del nervio se debe establecer de la siguiente forma.

$$\phi Vn > Vu$$

$$Vn = Vc + Vs$$

Donde:

Vc: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el hormigón.

$$Vc = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'c} * bw * d$$

Vs: Resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de acero.

$$Vs = \frac{Av * Fyt * d}{s}$$

Vu: Fuerza cortante mayorada.

Vn: Resistencia nominal al cortante.

Para losas macizas se tomará las recomendaciones del ACI 318-19 en su sección 8.6, es decir refuerzo mínimo a flexión para losas no preesforzadas.

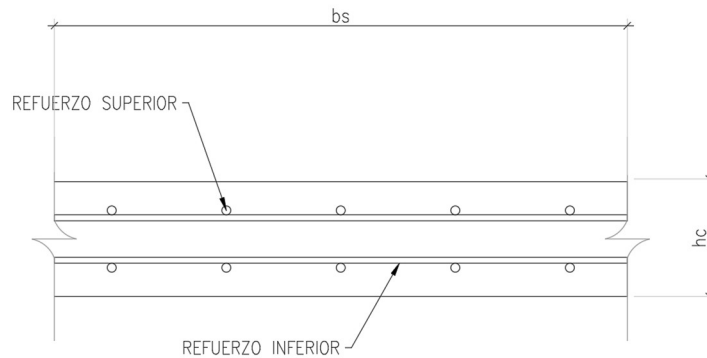


Imagen 11. Sección de losa maciza, (Elaboración propia).

Para losas macizas se establece en el código que se debe disponer de refuerzo mínimo a flexión, acero corrugado en donde se requiera con un área similar al suministrado por retracción y temperatura, es decir:

$$Asmin = 0.0018 * bs * hc$$

4.3 Contenido mínimo a presentar en los planos estructurales: completitud, exactitud y cumplimiento normativo.

Los planos estructurales son representaciones gráficas que muestran con exactitud los elementos que conforman la estructura de una edificación. Su organización debe ser

secuencial, alineada con el proceso constructivo, incluyendo cada etapa general y los detalles particulares de los componentes estructurales, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019).

Este documento se enfoca en edificaciones para las que no es requisito la presentación de la memoria de cálculo estructural, por lo tanto, el plano estructural es el único respaldo para materializar lo obtenido en el proceso de análisis y diseño estructural; Su relevancia es mayor y debe ser lo más claro posible, evitando suposiciones en la obra.

4.3.1 Contenido mínimo sugerido a incluir en la tarjeta o membrete del plano estructural.

Campo	Descripción
Nombre del Proyecto	Se debe asignar un nombre representativo
Ubicación	Especificar una dirección de referencia y coordenadas geográficas que permitan ubicar fácilmente la ubicación de la edificación.
Responsable del diseño	Ingeniero Civil
Responsable de la construcción	Ingeniero Civil o Arquitecto
Escala	Relación proporcional entre las dimensiones reales de una obra y su representación gráfica

Tabla 19. Contenido de la tarjeta, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019)

4.3.2 Planos de plantas.

Un plano en planta es una vista horizontal de una edificación, como si se cortara a una altura determinada y se mirara desde arriba.

Estos deben estar acotados en una escala que permita la visibilidad total de sus medidas y elementos, al ubicar dicho dibujo en una hoja de formato A1 (594 mm x 841 mm), las escalas sugeridas son: 1:10, 1:20, 1:50, 1:100, 1:200, 1:500, 1:1000, (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2019).

La planta de cimentación deberá contener como mínimo los siguientes ítems:

- Ubicación de ejes.
- Ubicación y tamaño de las columnas.
- Representación de las cadenas de amarre.
- Representación de los plintos, vigas de cimentación o losa de cimentación.
- Profundidad de desplante.
- Identificación del tipo de columna.
- Identificación del tipo de plinto, viga o losa de cimentación.
- Todas las medidas que sirvan para ubicarse en el terreno deberán estar acotadas con referencia a los ejes.

- Alineamiento de columnas y cadenas de amarre.

La planta de entepiso deberá contener como mínimo los siguientes ítems:

- Ubicación de ejes.
- Ubicación y tamaño de las columnas.
- Representación de las vigas.
- Representación de la losa de entepiso.
- Ubicación de alivianamiento y zonas de macizado.
- Elevación.
- Identificación del tipo de columna.
- Identificación del tipo de viga.
- Ubicación de ductos o espacios huecos.
- Ubicación de los elementos estructurales respecto a las columnas.
- Ubicación de voladizos.
- Ubicación de escaleras.
- Alineamiento de columnas y vigas.
- Hierros superiores e inferiores para el armado de la losa con sus respectivas marcas y traslapes.

Planos de detalles y especificaciones

Los planos de detalles y especificaciones complementan los planos generales del proyecto estructural, proporcionando información precisa sobre cortes, materiales, resistencias y procedimientos constructivos. Su objetivo es asegurar una ejecución técnica conforme al diseño, facilitar la interpretación por parte de los equipos responsables y garantizar trazabilidad y cumplimiento normativo durante la construcción.

A continuación, se enlista lo mínimo requerido a incluir:

- Incluir el diseño de cada elemento tipo (cadena de amarre, columna, viga), especificando el acero longitudinal y acero transversal con sus respectivas marcas, longitud de traslape, espaciamiento y zonas protegidas.
- Detalle del mejoramiento en el suelo destinado a la cimentación, incluyendo las características del material de relleno, la altura de cada capa aplicada y el grado de compactación exigido durante la ejecución en obra.
- Al dibujar los detalles de las secciones especificar el tamaño y posición de los elementos estructurales, el diámetro, cantidad y espaciamiento del acero de refuerzo, recubrimiento de hormigón.
- Para las losas nervadas se deberá incluir un detalle en donde se indique las características del alivianamiento empleado.

- La planilla de aceros es un resumen compacto de todas las barras empleadas en el diseño, la misma que debe contener la marca, el número de piezas, la forma y longitudes parciales y totales.
- Resistencia a compresión simple del hormigón ($f'c$), a los 28 días de fraguado, expresado en unidades de Kg/cm².
- Resistencia del acero de la armadura f_y , expresado en unidades de Kg/cm².

El plano estructural debe mantener una consistencia dimensional rigurosa con los planos arquitectónicos y de instalaciones, asegurando que no existan interferencias ni desajustes entre disciplinas. Además, debe reflejar fielmente el modelo estructural aprobado en las memorias de cálculo, evitando contradicciones que comprometan la trazabilidad técnica del proyecto. En cumplimiento de los requisitos sísmicos establecidos por la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) y el Código ACI 318, el plano debe incluir el detallado sísmico especial en vigas, columnas, la correcta disposición del refuerzo transversal en zonas críticas, así como las longitudes de anclaje y traslape conforme a lo estipulado por la normativa.

5 Capítulo 5 Metodología propuesta

5.1 Principios.

- **Rápida aplicación:** Debido a que un único revisor debe atender múltiples proyectos, no cuenta con el tiempo ni los recursos necesarios para realizar una modelación completa de cada uno. Esta metodología permite una validación ágil y eficiente
- **Reemplazar la verificación únicamente visual:** En edificaciones de hasta tres pisos no se exige la presentación de la memoria de cálculo estructural. Por ello, el técnico responsable carece de información suficiente para contrastar los esquemas incluidos en los planos. La metodología propuesta ofrece una herramienta que representa de manera simplificada la estructura real, superando las limitaciones de una revisión meramente visual.
- **Aplicación de la normativa NEC-SE-DS y NEC-SE-CG:** Garantiza que la estructura analizada pueda responder adecuadamente a las solicitaciones sísmicas y gravitacionales, de forma coherente con los requisitos normativos.
- **Aplicación de la normativa NEC-SE-HM y ACI 318-19:** Verifica que las secciones detalladas en los planos estructurales cumplan con las dimensiones mínimas, la armadura mínima y que los refuerzos especificados correspondan a los realmente requeridos. Asimismo, asegura el cumplimiento de los requisitos relativos a ganchos, longitudes de desarrollo y traslapes.

Como se mencionó anteriormente la normativa ecuatoriana no posee un procedimiento determinado para la revisión de planos estructurales, además se mencionó que las instancias municipales encargadas de validar los diseños estructurales, asignan a los profesionales encargados de ejecutarla las revisiones varios proyectos y poco tiempo. Teniendo en cuenta esto y que el alcance de este trabajo de titulación se limita a edificaciones de hasta tres niveles, es decir, a las que no se les exige contar con una memoria de cálculo estructural, esta metodología busca simplificar la revisión estructural y poder verificar los requerimientos mínimos de análisis, diseño y detallamiento estructural, expuestos en la normativa NEC-15 a través de la revisión de los planos estructurales y de algunos aspectos claves que se describen a continuación.

La metodología desarrollada a continuación se compone de 8 ítems detallados a continuación:

1. Irregularidades en planta y elevación.
2. Coeficiente de cortante basal (Análisis estático equivalente).
3. Deriva de piso.
4. Dimensiones mínimas en vigas, columnas, losas y cadenas de amarre.
5. Pórtico representativo.
6. Refuerzo longitudinal en vigas, columnas, losas y zapatas.
7. Refuerzo transversal mínimo.
8. Detallamiento estructural (Ganchos y longitud de desarrollo).

5.1.1 Pórtico representativo.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015) establece que la deriva inelástica máxima admisible por piso no debe superar el 2%, (Aguiar & Del Castillo, 2019). La revisión del cumplimiento de este límite requiere en la mayoría de los casos de contar con un modelo de análisis que permita obtener los resultados de los desplazamientos laterales de la estructura una vez aplicado el patrón de cargas lineal triangular de fuerzas sísmicas.

Como alternativa para la verificación de estos límites de desplazamiento se propone en este trabajo el uso de un pórtico representativo de la estructura, que no es más que seleccionar un pórtico de ubicación interna en cada dirección de la estructura a verificar, dicho pórtico posteriormente será cargado con las cargas gravitacionales según la norma NEC-SE-CG, y ante cargas sísmicas se empleará la distribución del cortante basal por medio de fuerzas laterales equivalentes como se explica a continuación:

$$V = C_s * W$$
$$F = V * \frac{wx * hx}{\sum(wi * hi)}$$

Donde:

Cs: Coeficiente de cortante basal

W: Peso sísmico de la estructura

F: fuerza en cada nivel

wx: Peso sísmico de cada nivel

hx: Altura de piso respecto a la base

Debido a que el análisis se lo realizará en un software como ETABS o SAP2000, al proporcionarle el coeficiente de cortante basal, el programa generará y aplicará las cargas en los nodos correspondientes.

De esta forma se obtendrán desplazamientos laterales y los valores de momentos, cortantes de tal forma que sea posible verificar las derivas y tener estimaciones de los esfuerzos de diseño para los elementos estructurales. Dicho análisis se lo debe realizar en dos direcciones, es decir X y Y.

Dado que el pórtico representativo puede despreciar algunos efectos inherentes a las estructuras, a continuación, se realiza un análisis de sensibilidad para determinar qué tan desviados se encuentran los resultados del pórtico con respecto a los de una estructura completa. Para ello se realizan varios análisis en los que se define la geometría del pórtico representativo y varias opciones de plantas que podrían contener este pórtico. Para cada opción de planta, es decir, para cada opción de estructura y para el pórtico representativo se realiza el respectivo análisis estático equivalente y se registran los resultados obtenidos en cuanto a desplazamientos laterales.

El objetivo de esta comparación es identificar patrones de comportamiento y proponer un factor de corrección que permita mejorar la estimación de derivas con el pórtico representativo haciéndola más ajustada a lo que se obtiene para la estructura completa. De esta manera, se está proponiendo una herramienta práctica para implementar en procesos de revisión estructural más expeditos.

Se plantea las siguientes consideraciones a tomar en cuenta:

- Elegir un pórtico de un eje intermedio, con el propósito de obtener una condición desfavorable en función de la mayor carga vertical.
- Elegir el pórtico con las mayores luces entre columnas con la finalidad de emplear el mismo análisis para encontrar el acero de refuerzo de las secciones tipo viga.

Para el primer análisis, (pórtico de 3 pisos), la altura de entrepiso es la misma para todos los 3 niveles y la longitud de los 3 vanos también es la misma. La geometría del pórtico y las plantas se muestra en la tabla 21.

- Se revisarán 3 configuraciones de plantas, en los que se varía la cantidad de pórticos, manteniendo la distancia entre vanos en dirección X constante.
- Adicionalmente se revisan 2 configuraciones más (modelos 4 y 5), con la finalidad de obtener estructuras irregulares en planta y revisar el factor de corrección en estos casos.

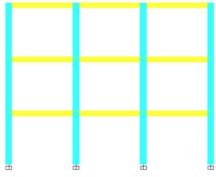
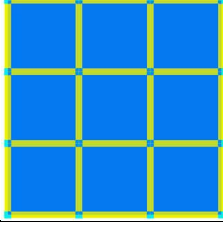
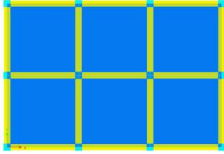
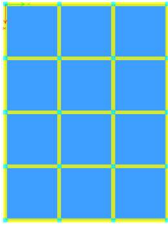
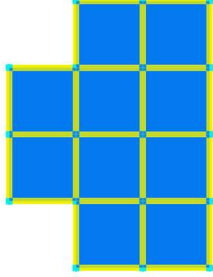
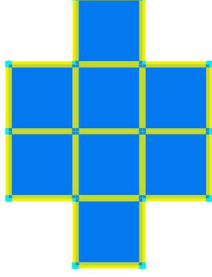
Pórtico representativo 1	
Pórtico 1 	Modelo 1 (3x3) 
Modelo 2 (3x2) 	Modelo 3 (3x4) 
Modelo (3x4 irregular 1) 	Modelo 5 (3x4 irregular 2) 

Tabla 20. Pórtico representativo 1

Para el segundo análisis, (pórtico de 3 pisos y 4 vanos), la altura de entrepiso es la misma para todos los 3 niveles y la longitud de los 4 vanos también es la misma. La geometría del pórtico y las plantas se muestra en la tabla 22.

- Se desarrollan los mismos 3 modelos de plantas regulares, en los que se varía la cantidad de pórticos y se mantiene la distancia entre vanos constante.
- De la misma manera que para el análisis 1, los modelos 4 y 5, corresponden a plantas irregulares.

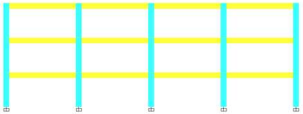
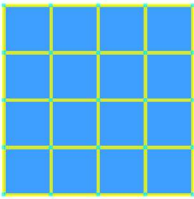
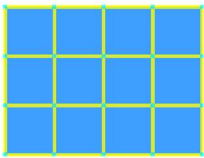
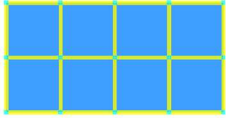
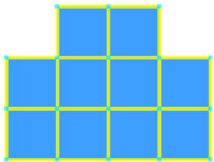
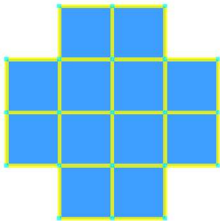
Pórtico representativo 2	
Pórtico 1 	Modelo 1 (4x4) 
Modelo 2 (4x3) 	Modelo 3 (4x2) 
Modelo 4 (4x3 irregular) 	Modelo 5 (4x4 irregular) 

Tabla 21. Pórtico representativo 2

La tabla 23 resume los resultados obtenidos de los análisis para los 2 pórticos representativos y las distintas configuraciones de plantas.

	Deriva (%)
Pórtico 1	2.50
Modelo 1	2.20
Modelo 2	2.00
Modelo 3	2.10
Modelo 4	2.00
Modelo 5	1.94
Promedio	2.05
Desviación Estándar	0.09
Media+ D. Estándar	2.14
(Media+ D. Estándar) /Pórtico 1	85.59
	Deriva (%)
Pórtico 2	2.37
Modelo 1	2.17
Modelo 2	2.04
Modelo 3	2.03
Modelo 4	1.96
Modelo 5	1.85
Promedio	2.01
Desviación Estándar	0.10

Media+ D. Estándar	2.11
(Media+ D. Estándar) /Pórtico 2	89.14
Promedio Análisis 1 - 2	87.36

Tabla 22. Análisis de deriva

Al probar las estructuras expuestas anteriormente a las mismas condiciones de carga vertical y a las cargas laterales equivalentes dadas por medio del cortante basal, se observó que el pórtico sobrestima la deriva total del sistema estructural, para el primer análisis en promedio la deriva de los modelos es el 85.59% de la deriva obtenida al analizar únicamente el pórtico, mientras que para el segundo análisis en promedio la deriva de los modelos es el 89.14% de la deriva obtenida al analizar únicamente el pórtico. Por lo tanto, se puede concluir que para estructuras de hasta tres pisos, y adoptando un enfoque conservador, se recomienda ajustar la deriva obtenida mediante el análisis del pórtico representativo afectando los valores con un factor de corrección de 0.9.

Conociendo ya que representar una estructura solo con un pórtico de la misma, conlleva a sobreestimar los valores obtenidos en el análisis a continuación se indica el proceso adoptado en el análisis simplificado que este documento plantea.

- Se elegirá un pórtico central es decir un pórtico que en la estructura global posea otros pórticos adyacentes, esto con la finalidad de elegir aquel que mayor carga gravitacional posea, con las dimensiones de los vanos adyacentes transformaremos la sobrecarga distribuida viva y muerta a sobrecarga lineal distribuida.
- Una vez seleccionado el pórtico, en el software de análisis, se crean los materiales (acero de refuerzo y hormigón) con su respectivo módulo de elasticidad.
- Se definen las secciones tipo viga y columnas presentes en el pórtico seleccionado.
- Las secciones antes definidas deben estar agrietadas, esto con la finalidad de considerar la rigidez reducida y la redistribución de momentos, empleando el factor 0.5 en vigas y 0.8 en columnas de acuerdo con la NEC-SE-DS 6.1.6.
- Se asigna la sobrecarga viva y muerta, como cargas lineales uniformemente distribuidas.
- La carga sísmica se la considera por medio del coeficiente de cortante basal, es decir un porcentaje del peso de la estructura se la convierte en un sistema de cargas horizontales en cada nivel de la estructura, esta carga se la aplica en los nodos existentes en cada nivel, a continuación, se presenta un ejemplo con la finalidad representar la distribución de las fuerzas laterales equivalentes.

Piso	h (m)	w (ton)	V (%)	$w \cdot h^k$	V (ton)	F (ton)
1.000	3.000	18.906	0.149	56.718	8.296	1.422
2.000	6.000	18.906	0.149	113.436	8.296	2.843
3.000	9.000	17.868	0.149	160.812	8.296	4.031
		55.68		330.97		8.30

Tabla 23. Fuerzas laterales equivalentes

Para construir la tabla anterior se asume un coeficiente de cortante basal de 0.149 con fines didácticos, para representar la distribución de las fuerzas en los nodos de cada piso.

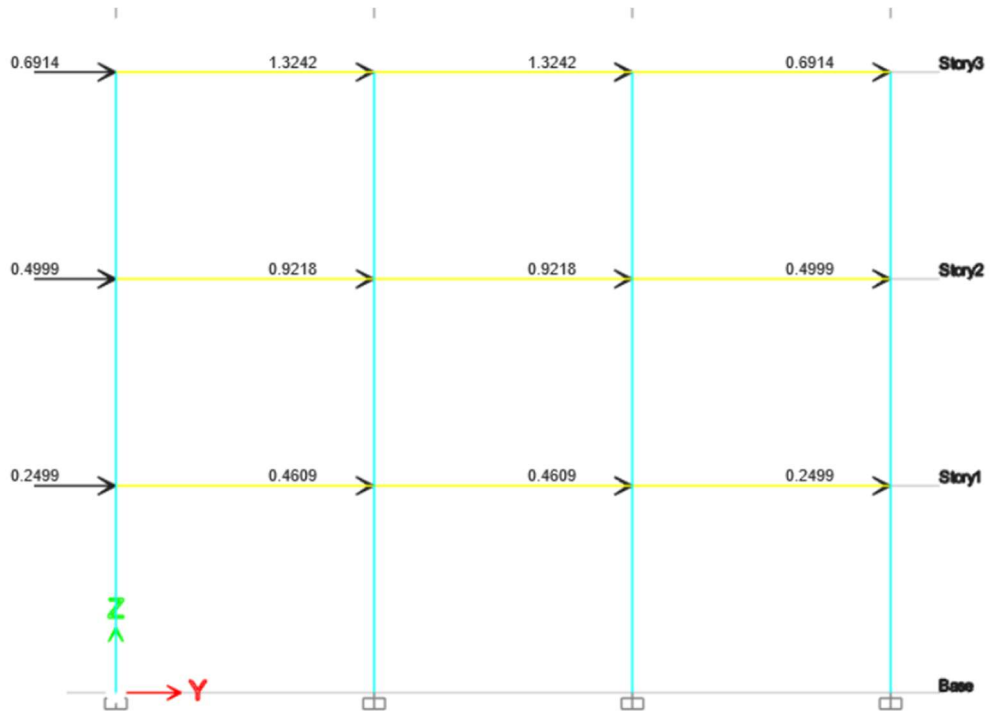


Imagen 12. Ejemplo de distribución de Fuerzas laterales equivalentes

- Se definen las combinaciones de carga de acuerdo a la norma NEC-SE-HM, indicadas en la sección 4.1.5.1 de este documento.
- Con la finalidad de obtener los momentos en las vigas del pórtico representativo, se analizará estos para carga vertical debido a que en elementos tipo viga estas cargas marcan su comportamiento.
- Para el análisis de derivas nos interesan los desplazamientos en la dirección de análisis (sismo X, sismo Y).

5.1.2 Flujo del proceso de revisión propuesto:

A continuación, se propone la secuencia que permitirá realizar la revisión de los diseños estructurales de las edificaciones que se encuentran dentro del alcance de este estudio, basada en los lineamientos básicos establecido en la normativa ecuatoriana vigente NEC-15.

Para ejecutar el proceso de revisión propuesto se ha desarrollado una hoja de Excel en la que se revisan paso a paso los aspectos relevantes del diseño de acuerdo a lo establecido en la normativa.

Para usar la hoja de Excel se deberá ir rellenando la información de las celdas de color verde (las unidades de medidas se indican en cada caso). En color amarillo se señalan resultados o información relevante a considerar:

1. Definir los materiales de la estructura.

Se deben identificar los materiales a emplear en la edificación e ingresar en la hoja de Excel las propiedades de los mismos, definiendo el valor del esfuerzo a la compresión simple del hormigón y el valor del esfuerzo de fluencia del acero que estén indicados en los planos estructurales.

Revisión estructural

Pontificia Universidad Católica del Ecuador

Nombre del Proyecto:

Ingreso de Datos

Resultados

Datos iniciales:

f'_c (kg/cm²) f_y (kg/cm²) 4200 E_c (ton/m²) E_s (kg/cm²) 20430000

$14800 \cdot (f'_c)^{0.5}$

Cargas empotradas

CV (ton/m²) CM (ton/m²)

Imagen 13. Propiedades de los materiales

2. Verificación de cargas gravitacionales.

Como siguiente paso, se procede a estimar la sobrecarga muerta, la cual depende del tipo de edificación y de los acabados previstos. Esta información debería ser proporcionada por el ingeniero diseñador responsable.

En cuanto a la sobrecarga muerta, esta debe cuantificarse considerando los posibles acabados a instalar y, principalmente, la densidad de las paredes. Para ello, se presenta a continuación una tabla con valores de peso sugeridos, en la que el dato fundamental es el área de paredes. Dicho valor se obtiene dividiendo la cantidad total de mampostería existente en una planta entre el área en planta de la edificación analizada.

Para determinar el peso por metro cuadrado de los acabados adicionales como recubrimientos de piso, cielos falsos y otros elementos se debe consultar la normativa NEC-SE-CG, específicamente el Apéndice 4.1, que establece los valores de carga muerta correspondientes a los distintos materiales.

Determinación de carga muerta				
#	Descripción	Área (m²)	Peso Unitario (kg/m²)	Peso (kg)
1	Baldosas	1.00	22.00	
2	Paredes de bloque Ligero		133.44	
3	Enlucidos		20.00	
4	Cielo Falso	1.00	20.00	
5	Instalaciones	1.00	20.00	
Peso Total (kg)				0.00

Tabla 24. Cuantificación de sobrecarga muerta, (Elaboración propia).

Los valores de sobrecarga muerta y viva determinados se deben colocar en las celdas mostradas a continuación:

Revisión estructural

Pontificia Universidad Católica del Ecuador

Nombre del Proyecto:

Ingreso de Datos

Resultados

Datos iniciales:

f'_c (kg/cm²) f_y (kg/cm²) 4200 E_c (ton/m²) E_s (kg/cm²) 20430000

$14800 \cdot (f'_c)^{0.5}$

Cargas empotradas

CV (ton/m²) CM (ton/m²)

Imagen 14. Carga viva y muerta

3. Identificar irregularidades en elevación.

Irregularidades en elevación									
Piso flexible X:		Cantidad		Cantidad		Cantidad			
	Columna tipo 1		Columna tipo 2		Columna tipo 3				
	Columna tipo 1		Columna tipo 2		Columna tipo 3				
	Columna tipo 1		Columna tipo 2		Columna tipo 3				
# Piso	H(piso) (m)	B(m)	H(m)	B(m)	H(m)	B(m)	H(m)	Rigidez Lat. (ton/m)	Piso Flexible
1								---	---
2								---	---
3								---	---
Distribución de masa									
# Piso	Area(m²)	W (ton)	Distribución de Masa						
1		0	---						
2		0	---						
3		0	---						
Irregularidad Geométrica									
# Piso	Dimensión (m)	Irre. Geométrica							
1	A=	---							
2	B=	---							
3	C=	---							

>1.5 veces el piso adyacente

>1.3 veces el piso adyacente

Imagen 15. Piso Flexible

Como se revisó en secciones anteriores existen tres tipos de irregularidad en elevación: Piso flexible, Distribución de masa e Irregularidad geométrica.

Para determinar si existe la irregularidad de piso flexible de forma simplificada usando la hoja de Excel, se deben ingresar las dimensiones de la sección transversal de las columnas (ancho B y alto H), encontradas en la planta de la edificación, la altura de las columnas (H piso) y la cantidad de cada tipo de columna, de esta forma la hoja procede a calcular la rigidez lateral como la sumatoria de las rigideces laterales individuales de las columnas encontradas en cada piso, aplicando la siguiente expresión:

$$K_{piso} = \sum 12 * \frac{EI}{H^3}$$

Si la rigidez del piso inferior es menor al 70% de la del piso superior la hoja indicará que existe irregularidad de piso flexible.

Distribución de masa			
# Piso	Area(m²)	W (ton)	Distribución de Masa
1		0	---
2		0	---
3		0	---

>1.5 veces el piso adyacente

Imagen 16. Distribución de masa

Luego, para determinar si existe la irregularidad de distribución de masa, se deben ingresar a la hoja de Excel los valores de área de las plantas de la edificación, y en función de las cargas proporcionadas anteriormente la hoja calculará un peso

estimado del piso, si el peso del piso varia en 1.5 veces el peso del piso adyacente, se tendrá la irregularidad de distribución de masa.

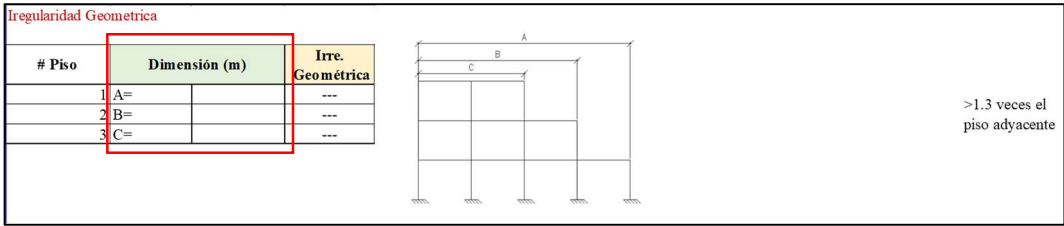


Imagen 17. Irregularidad geométrica

Para identificar si la estructura presentar el tercer tipo de irregularidad, se debe ingresar a la hoja de Excel las dimensiones A, B y C de uno de los pórticos de la estructura (ver imagen 13), si una de estas dimensiones supera en 1.3 veces la dimensión de los pisos adyacentes se tiene la irregularidad geométrica.

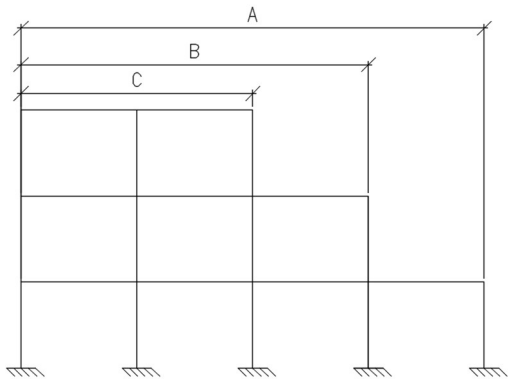


Imagen. 18. Pórtico para verificar irregularidad geométrica

En caso de que al menos una de las tres irregularidades anteriores se presente en la estructura la hoja de Excel asignará el valor de $\phi E=0.9$, con la finalidad de incrementar el coeficiente de cortante basal.

4. Identificar irregularidades en planta.

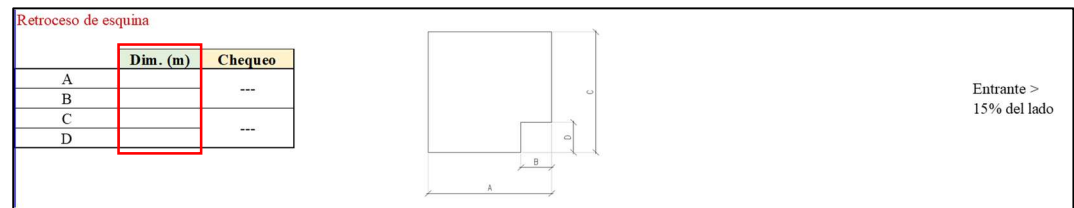


Imagen 19. Retroceso de esquina

El siguiente paso es revisar si se presenta alguna de las irregularidades en planta. Si en la planta de piso se observan entrantes, como los indicados en la imagen a continuación, entonces deberá evaluarse el porcentaje que representa la dimensión geométrica de esta forma respecto a la dimensión total de cada lado de la planta. Si

el tamaño de la entrante es superior al 15% de la dimensión total en esa dirección se tiene irregularidad por retroceso de esquina.

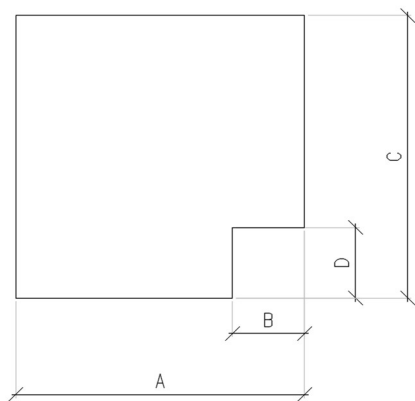


Imagen 20. Planta para retroceso de esquina, (Elaboración propia)

Discontinuidad de piso			
# Piso	Área de piso (m²)	Área de Orificio (m²)	Irre. Geométrica
1		0	---
2		0	---
3		0	---

Abertura > 50%

Imagen 21. Discontinuidad de piso

Para determinar si existe irregularidad por discontinuidad en el sistema de piso se deberá ingresar a la hoja de Excel el área de las aberturas u orificios existentes en cada piso de la edificación (ver imagen 17), esta área es comparada con el área total del piso y si el área de la abertura supera el 50% del área en planta, entonces existe irregularidad de discontinuidad de piso.

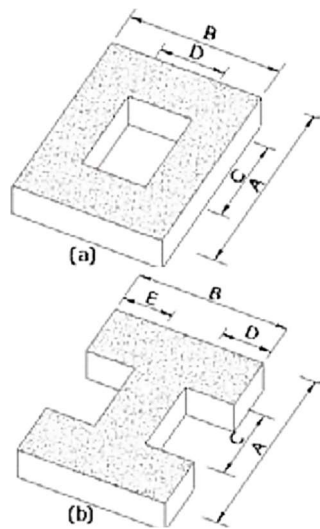


Imagen. 22. Discontinuidad de piso, (NEC-SE-DS, 2015)

Ejes estructurales no paralelos	Si/No	Irre. Geométrica
	Los ejes de la estructura son paralelos entre si en ambas direcciones ?	Ok

Imagen 23. Verificación de ejes

Para verificar si una estructura presenta irregularidad debido a que sus ejes principales no son paralelos entre sí (ver imagen 18), se debe efectuar una inspección visual. Si durante esta revisión se identifican ejes inclinados o con trazados distintos, la estructura se considera irregular, en la hoja de Excel se deberá contestar la pregunta con Si o No.

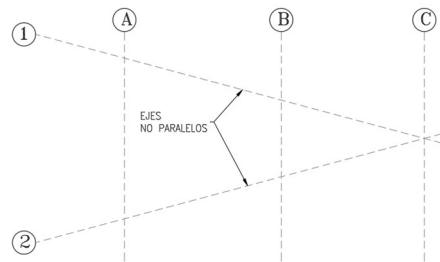


Imagen 24. Ejes no paralelos

La irregularidad torsional no se considera en este documento debido a que no se dispondrá del modelo computacional completo de las edificaciones y, por lo tanto, no se puede cuantificar rápidamente las derivas en los extremos de la estructura.

En caso de que al menos una de las tres irregularidades anteriores se presente en la estructura se deberá asignar el valor de $\phi P=0.9$, con la finalidad de incrementar el coeficiente de cortante basal.

5. Aplicar el análisis de fuerza horizontal equivalente.

Como se comentó en secciones previas para las estructuras consideradas en este estudio el método de análisis a considerar será el de la fuerza horizontal equivalente. Para la aplicación de este método se debe definir inicialmente el espectro de diseño $S_a(T)$.

Para tal fin se deben definir los siguientes parámetros en la hoja de Excel:

- Factor Z que depende de donde se ubica geográficamente la edificación y para el caso de este estudio estaría limitado a la ciudad de Lantacunga, es decir, $Z=0.4g$.
- Tipo de Suelo: esta información podría venir especificada dentro de los planos estructurales, sin embargo, como la normativa ecuatoriana no obliga a que se realicen estudios de suelos para viviendas dentro del alcance de este documento podría ser información que se deba asumir. En ese caso de no disponer de información, sobre el tipo de suelo existente, se puede asumir un suelo tipo D, debido a que al emplear esta tipología se manifiesta lo siguiente en la normativa NEC: “Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o $360 \text{ m/s} > V_s \geq 180 \text{ m/s}$ ”, (NEC-SE-DS, 2015).

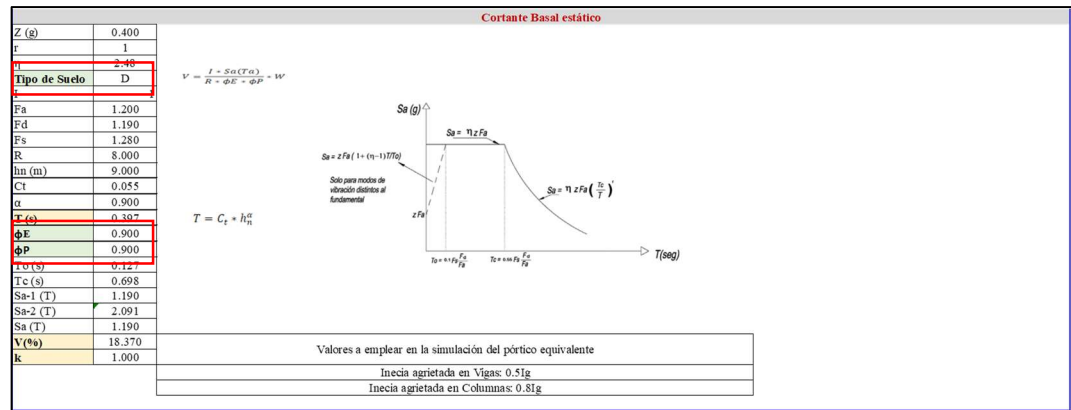


Imagen 25. Cortante Basal

Una vez construido el espectro de diseño, se determina el valor del corte basal (V). El valor de V (%) representa el porcentaje del peso de la estructura que actúa como carga lateral en el análisis estático equivalente. Dicho valor se incorpora en el modelo del pórtico representativo.

6. Deriva de piso.

Se deben colocar los desplazamientos encontrados para los pórticos representativos analizados tanto en dirección X como en Y, se calcula la deriva inelástica y se verifica que esta no exceda el 2% permitido por la normativa.

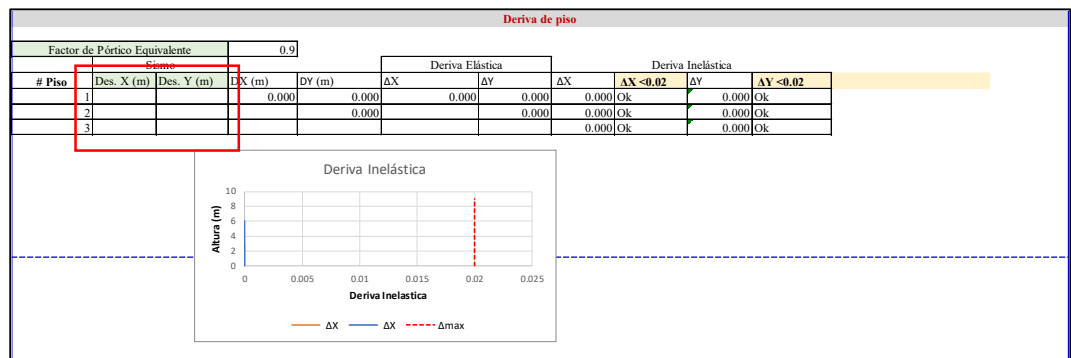


Imagen 26. Chequeo de derivad de piso.

7. Verificar dimensiones mínimas en vigas, columnas, losas y cadenas de amarre.

Para realizar el chequeo de secciones mínimas de los elementos estructurales se debe ingresar a la hoja de Excel, la condición de apoyo (voladizo, ambos extremos continuos, un extremo continuo o simplemente apoyada), las dimensiones B (ancho) y H (Alto) de la sección transversal de todas las vigas presentes en la edificación, también ingresar las respectivas longitudes L de las vigas entre columnas y el recubrimiento adoptado.

Elegir las vigas con condiciones mas criticas en función de las luces mayores y menores.

Sentido X

	Condición	B (m)	B>0.25(m)	H (m)	L (m)	Extr. Continuo H>L/21	Voladizo H>L/8	I Extr. Continuo Simp. H>L/18.5	Apoyada H>L/16	L>4H	L>50 * B	Rec. (m)
Tramo 1	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 2	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 3	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 4	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 5	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05

Sentido Y

	Condición	B (m)	B>0.25(m)	H (m)	L (m)	Extr. Continuo H>L/21	Voladizo H>L/8	I Extr. Continuo Simp. H>L/18.5	Apoyada H>L/16	L>4H	L>50 * B	Rec. (m)
Tramo 1	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 2	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 3	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 4	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05
Tramo 5	Voladizo		No cumple			---	No cumple	---	---	---	No cumple	0.05

Imagen 27. Chequeo de dimensiones mínimas en vigas

La hoja de Excel verificará que la dimensión mínima del ancho de la viga cumpla con lo establecido en la norma, es decir, que sea superior a 25 cm, además que la altura mínima de cada sección sea superior a $L/21$ para vigas con extremos continuos o $L/8$ para vigas en voladizo, que la longitud de las vigas sea superior a 4 veces la altura respectiva de las mismas, que la separación entre apoyos no sea mayor que 50 veces el ancho (B) de la viga, en caso de que alguna de estas condiciones no se cumpla, se debe reportar al ingeniero responsable del diseño como una observación a subsanar.

Para la revisión de las dimensiones mínimas de las columnas no es necesario alimentar con información adicional, debido a que en la verificación de la irregularidad de piso flexible ya se ingresaron las secciones de las columnas.

Columnas

# Piso 1						
	Hpiso (m)	B (m)	H (m)	B>0.3 (m)	H>0.3 (m)	Relación de lados>0.4 H libre > 4H o 4B
C1	3	0	0	No cumple	No cumple	Ok
C2	3	0	0	No cumple	No cumple	Ok
C3	3	0	0	No cumple	No cumple	Ok

# Piso 2						
	Hpiso (m)	B (m)	H (m)	B>0.3 (m)	H>0.3 (m)	Relación de lados>0.4 H libre > 4H o 4B
C1	3	0	0	No cumple	No cumple	Ok
C2	3	0	0	---	---	---
C3	3	0	0	---	---	---

# Piso 3						
	Hpiso (m)	B (m)	H (m)	B>0.3 (m)	H>0.3 (m)	Relación de lados>0.4 H libre > 4H o 4B
C1	3	0	0	---	---	---
C2	3	0	0	---	---	---
C3	3	0	0	---	---	---

Imagen 28. Chequeo de dimensiones mínimas en columnas

La hoja de Excel verificará que tanto la dimensión B como H de las columnas sean mayores a 30 cm, además, que la relación entre la dimensión menor y su dimensión ortogonal sea superior al 40% o en su defecto que la altura libre de la columna sea mayor a 4 veces el mayor de B ó H.

Para verificar la dimensión mínima de la losa, se analizará el paño con las dimensiones más grandes, en la hoja de Excel se debe ingresar las dimensiones del área aportante y la viga más cerca, también es requerido la altura de la losa en caso de ser una losa maciza o la altura equivalente en caso de ser una losa alivianada.

Losa

L.T(m)	5.45	Longitud transversal del vano de análisis
L.I(m)	4.82	Longitud a la izquierda o hacia arriba del portico equivalente
L.D(m)	3.66	Longitud a la derecha o hacia abajo del portico equivalente
Bviga(m)	0.3	
Hviga(m)	0.35	
hlosa(m)	0.145	Altura equivalente de una losa maciza

Viga (m4)	Losa (m4)	αf	β	hmin (m)	hlosa>hmin
0.0011	0.0011	0.9951	1.2854	0.1250	Ok

Imagen 29. Chequeo de dimensión mínima en losas.

Para que se cumpla satisfactoriamente este apartado, la altura de la losa maciza debe ser mayor a la altura mínima requerida.

Para verificar las dimensiones mínimas de las cadenas de amarre, se debe ingresar las dimensiones de la sección transversal (B y H) y la longitud entre columnas (L), tanto B como H deben ser mayor que $L/20$.

Cadenas de amarre						
Elegir las cadenas con condiciones más críticas en función de las luces mayores y menores.						
	B (m)	H (m)	L (m)	$B > L/20$	$H > L/20$	Rec. (m)
Viga Tipo 1	0.3	0.3	5.45	Ok	Ok	0.05
Viga Tipo 2	0.3	0.3	3.55	Ok	Ok	0.05
Viga Tipo 3	0.3	0.3	2.95	Ok	Ok	0.05

Imagen 30. Dimensión mínima en cadenas de amarre

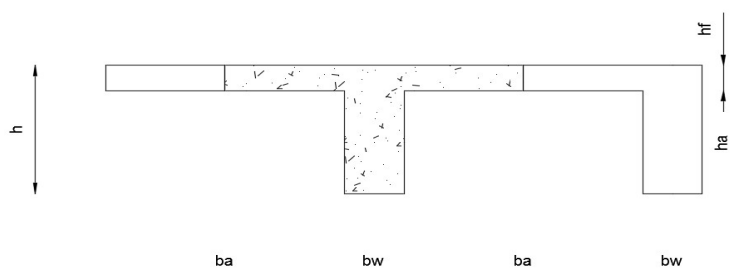
En caso de no cumplir con esta condición no se aceptará el elemento estructural.

8. Cargas lineales para pórticos representativos

Para verificar el acero requerido en los elementos estructurales, se empleará los pórticos representativos, con la finalidad de obtener momentos últimos en las secciones de interés y comprobar que el acero de refuerzo colocado satisfaga la cuantía requerida.

Para llevar a cabo este proceso es necesario introducir en el software de análisis las cargas actuantes en los pórticos como cargas linealmente distribuidas, por lo tanto, es necesario transformar la sobrecarga viva y muerta antes mencionadas a cargas lineales.

- Se deben introducir en la hoja de Excel las dimensiones de los vanos perpendiculares al pórtico de análisis (izquierda – derecha, arriba- abajo).
- La imagen a continuación muestra los valores obtenidos para diferentes configuraciones geométricas, donde se obtiene la altura equivalente de una losa aligerada a maciza, esto se obtiene al encontrar la inercia de la losa aligerada y dicha inercia nos permite encontrar la altura de la losa maciza que posea la misma inercia.
- Las losas equivalentes macizas presentan un peso mayor en comparación con las losas aligeradas, lo que hace necesario introducir un factor de conversión para ajustar las cargas consideradas en el análisis estructural, por lo tanto, se comparan los pesos por metro cuadrado de losas ligeras y macizas para de obtener un factor de corrección para el peso; en caso de que se tenga losas macizas el factor será 1.



#	h(m)	hf(m)	ba(m)	bw(m)	hequivalente maciza(m)	W ligera (T/m ²)	W maciza (T/m ²)	Factor
1	0.200	0.050	0.400	0.100	0.145	0.250	0.348	0.717
2	0.250	0.050	0.400	0.100	0.181	0.293	0.433	0.675
3	0.250	0.050	0.600	0.100	0.167	0.247	0.401	0.616
4	0.300	0.050	0.400	0.100	0.215	0.336	0.517	0.650
5	0.300	0.050	0.600	0.100	0.200	0.279	0.480	0.582
6	0.350	0.050	0.400	0.100	0.250	0.379	0.599	0.633
7	0.350	0.050	0.600	0.100	0.232	0.311	0.556	0.559
8	0.400	0.050	0.400	0.100	0.283	0.422	0.680	0.622
9	0.400	0.050	0.600	0.100	0.263	0.343	0.632	0.543
10	0.400	0.050	0.400	0.150	0.302	0.516	0.725	0.711
11	0.400	0.050	0.600	0.150	0.283	0.422	0.680	0.622

Imagen 31. Factor para losas equivalentes (Elaboración propia)

Cargas lineales para pórticos equivalentes								
Sentido X	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)	hlosa(m)	L1(m)	L2(m)	Losa aliv/Losa maciza	CM (ton/m)	CV (ton/m)
	0	0	0.145	0	0	0.65	0.00	0
Sentido Y	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)	hlosa(m)	L1(m)	L2(m)	Losa aliv/Losa maciza	CM (ton/m)	CV (ton/m)
	0	0	0.145	0	0	0.65	0.00	0

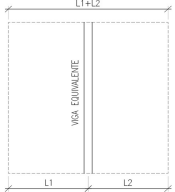


Imagen 32. Cargas lineales

9. Verificar el refuerzo longitudinal en vigas, columnas, losas y zapatas.

Para verificar el refuerzo longitudinal en vigas se deben revisar la armadura tanto superior como inferior en todos los tramos de las vigas de la planta. El armado de vigas debe seguir el esquema general que se presenta en el gráfico a continuación:

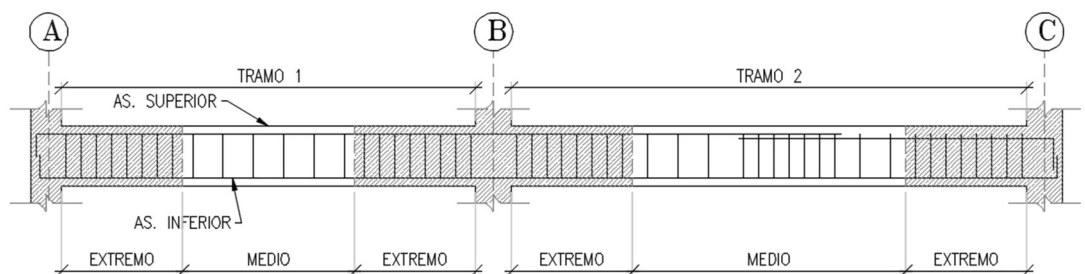


Imagen 33. Partes de la viga (Elaboración Propia).

Debido a que no contamos con una memoria de cálculo de este tipo de estructuras, emplearemos los momentos encontrados mediante el análisis del pórtico representativo para de esta forma poder verificar las armaduras colocadas por el diseñador estructural responsable de los planos analizados.

Se deben colocar los momentos encontrados por carga gravitacional (Carga muerta + Carga viva) mediante el análisis del pórtico representativo, en las secciones de interés.

Se verifica que el acero de refuerzo colocado sea mayor al acero mínimo requerido por la sección y menor al acero máximo permitido por estar en una región sísmica, además se verifica que el acero colocado sea mayor al acero requerido por los momentos encontrados.

En la hoja de cálculo se debe registrar el diámetro y la cantidad de barras especificadas en los planos estructurales, tanto para el refuerzo superior como para el inferior. Para cada tramo de viga se consideran tres secciones: extremo inicial, centro y extremo final. Esto permite definir hasta dos combinaciones de acero por tramo. En consecuencia, se debe anotar el diámetro de las varillas y la cantidad correspondiente en cada sección, lo que facilita la verificación de los siguientes aspectos:

- El acero colocado sea mayor al acero mínimo de flexión exigido para la sección.
- El acero colocado no exceda el límite máximo permitido.
- El acero proporcionado sea suficiente para resistir la sollicitación de momento correspondiente.

A continuación, se presenta la hoja de cálculo en donde se debe ingresar la información antes mencionada.

Refuerzo longitudinal en los elementos estructurales													
Vigas													
Acero superior													
Acero inferior													
Sentido X	B (m)	H (m)	Rec (m)	As min (cm ²)	As max (cm ²)	Extremo				Medio			
						φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad
Tramo 1	0	0	0	0.000	0.000								
	0	0	0	0.000	0.000								
Tramo 2	0	0	0	0.000	0.000								
	0	0	0	0.000	0.000								
Tramo 3	0	0	0	0.000	0.000								
	0	0	0	0.000	0.000								
Tramo 4	0	0	0	0.000	0.000								
	0	0	0	0.000	0.000								
Tramo 5	0	0	0	0.000	0.000								
	0	0	0	0.000	0.000								
Sentido X	Extremo				Pórtico Equivalente X			Extremo			Medio		Extremo
	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	M (ton*m)	M (ton*m)	M (ton*m)	As req (cm ²)	As req (cm ²)	As req (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado (cm ²)	As colocado (cm ²)
Tramo 1													
Tramo 2													
Tramo 3													
Tramo 4													
Tramo 5													
Sentido X	Extremo		Medio		Extremo								
	Asmin<As<Asmax	As>As req	As>As req	As>As req	As>As req	As>As req							
Tramo 1	Ok												
Tramo 2	Ok												
Tramo 3	Ok												
Tramo 4	Ok												
Tramo 5	Ok												

Imagen 34. Chequeo de armadura de vigas

Para verificar el refuerzo longitudinal en columnas se deben colocar la cantidad de varillas con su respectivo diámetro en la hoja de Excel, como es posible que se presenten varios tipos de columnas en una misma planta, se deberán verificar todos los diferentes tipos de columnas existentes.

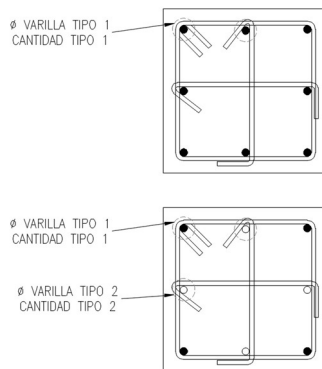


Imagen 35. Sección transversal de columna.

La hoja de cálculo revisará que se esté colocando una cuantía de acero superior a la cuantía mínima (1%) y menor a la cuantía máxima (3%).

A continuación, se presenta la hoja de cálculo en donde se debe ingresar la información antes mencionada.

Columnas											
# Piso 1											
	B (m)	H (m)	Ag (cm²)	As min (cm²)	As max (cm²)	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	As colocado (cm²)	Asmin<As<Asmax
C1	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
C2	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
C3	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
# Piso 2											
	B (m)	H (m)	Ag (cm²)	As min (cm²)	As max (cm²)	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	As colocado (cm²)	Asmin<As<Asmax
C1	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
C2	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
C3	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
# Piso 3											
	B (m)	H (m)	Ag (cm²)	As min (cm²)	As max (cm²)	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	As colocado (cm²)	Asmin<As<Asmax
C1	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
C2	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok
C3	0	0	0	0.000	0.000					0.000	Ok

Imagen 36. Chequeo de armadura de columnas

Además del chequeo del espesor mínimo de la losa maciza equivalente realizado anteriormente, se debe ingresar de ser el caso, la geometría de la losa nervada, considerando:

bn: espesor del nervio

hs: espesor total de la losa

hc: espesor de la loseta superior

ba: ancho del alivianamiento

Ø: diámetro del acero colocado en los nervios

Con estos parámetros se verifica que el refuerzo dispuesto supere el refuerzo mínimo a flexión y que se cumplan las limitaciones geométricas establecidas en la sección 4.2.5.4 de este documento.

Adicionalmente, se determina la cuantía mínima de acero que debe colocarse en la loseta superior para efectos de retracción y temperatura.

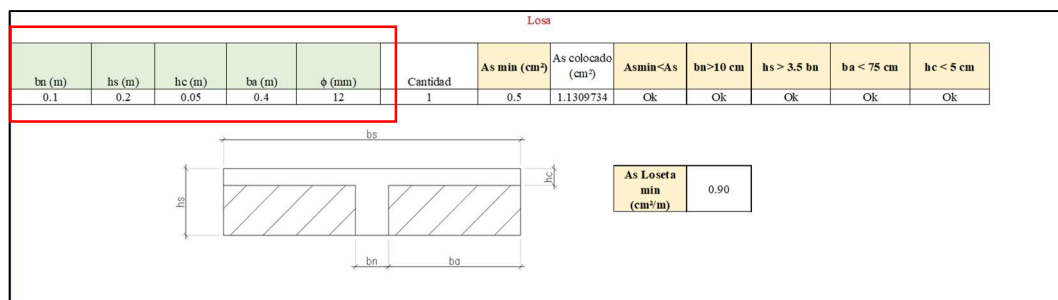


Imagen 37. Chequeo de armadura del nervio en una losa nervada

En el caso de que la losa a revisarse sea de tipo maciza, se verificara que el acero colocado sea superior al mínimo requerido, ingresando el ancho de la losa (bs), el espesor (hc), el diámetro y espaciamiento del refuerzo superior e inferior.

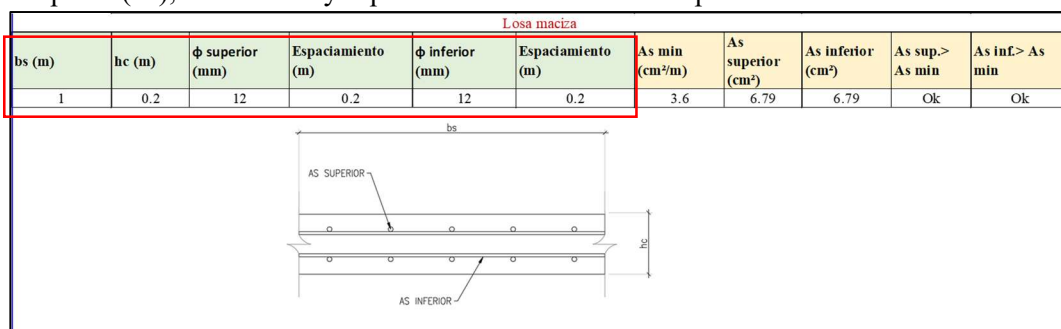


Imagen 38. Chequeo de armadura maciza

Para verificar el refuerzo de las zapatas se deben ingresar en la hoja de Excel las dimensiones de cada zapata aislada y el refuerzo proporcionado en ambas direcciones, de acuerdo a lo detallado en el plano. La hoja revisará si el acero colocado cumple con el valor mínimo requerido, es decir, con la cuantía de $0.0018*B*H$ ó $0.0018*L*H$ respectivamente, de acuerdo al ACI 318-19 en la sección 7.6.1.1.

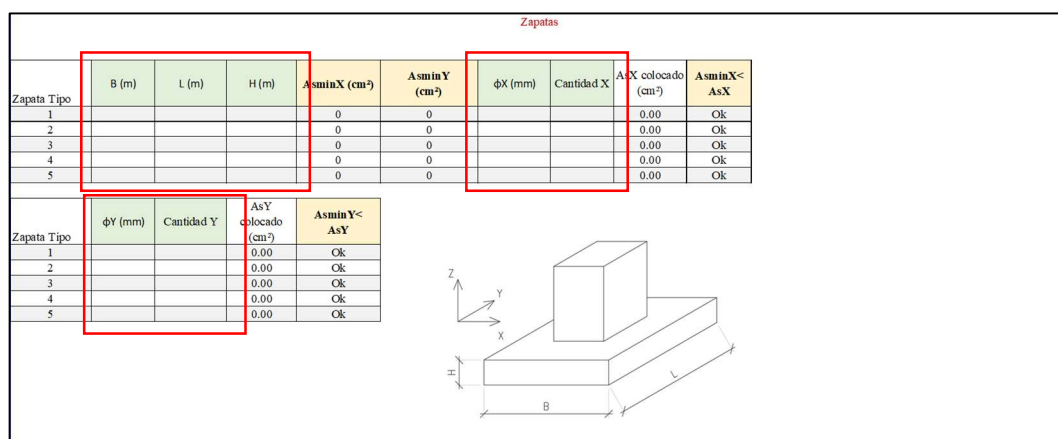


Imagen 39. Chequeo de armadura de zapatas

10. Refuerzo transversal mínimo.

En esta sección se realiza la verificación geométrica de la disposición de los estribos. Con base en la información previamente ingresada, la hoja de Excel calculará el espaciamiento máximo permitido en las zonas de confinamiento, el espaciamiento máximo permitido en el centro de la viga, el espaciamiento máximo permitido en las zonas de traslape y la longitud de las zonas protegidas en los extremos de la viga,

asegurando así que la disposición cumpla con las limitaciones geométricas establecidas y garantice la adecuada resistencia y confinamiento de la viga.

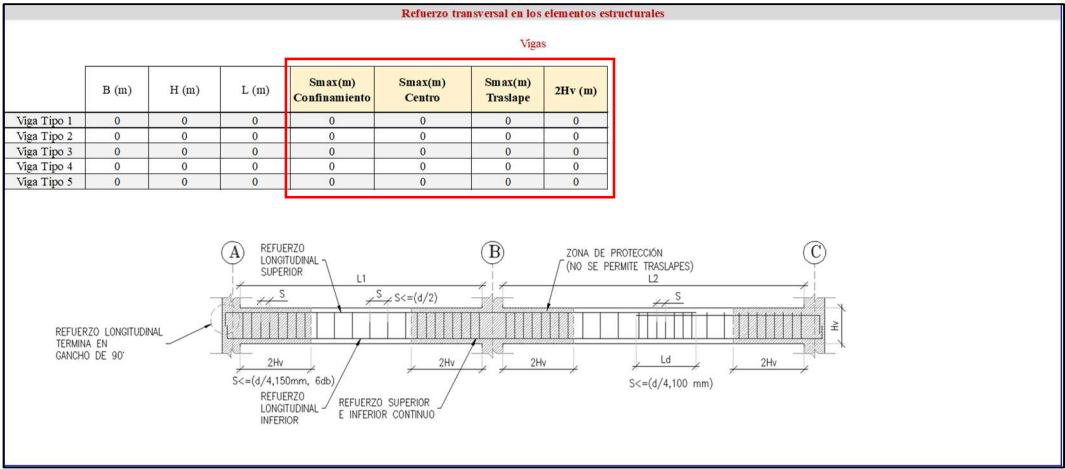


Imagen 40. Chequeo de refuerzo transversal en vigas

A continuación, se presenta la longitud de desarrollo a tracción para diferentes diámetros, tanto para el acero superior como el inferior según lo detallado en la sección 4.2.5.4 de este documento, estas longitudes nos servirán para revisar la longitud de traslape detallado en las vigas.

Longitud de desarrollo en tracción										
Barras superiores										
ψ _t										1.3
ψ _c										1
Barras inferiores										
ψ _t										1
ψ _c										1
	φ (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25
As superior	L _d (m)	0.46	0.57	0.69	0.80	0.91	1.03	1.14	1.26	1.78
As inferior	L _d (m)	0.35	0.44	0.53	0.61	0.70	0.79	0.88	0.97	1.37

Imagen 41. Refuerzo transversal en vigas

Para verificar el refuerzo transversal en las columnas, se debe indicar diámetro del estribo empleado, el número de ramales existentes tanto horizontales como verticales en la sección transversal de la columna y el espaciamiento entre estribos, permitiéndonos comparar el refuerzo transversal colocado con las cuantías mínimas.

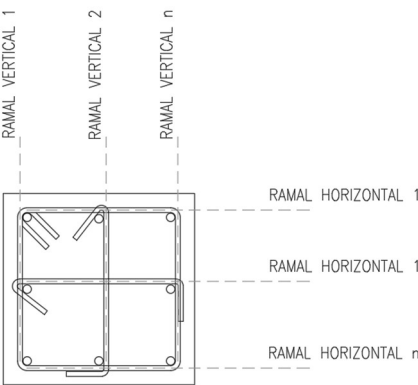


Imagen 42. Ramales para el refuerzo transversal

Columnas											
Recubrimiento (m)		0.03									
# Piso 1											
	Hpiso (m)	B (m)	H (m)	Ach(m²)	s (m)	bcX(m)	bcY(m)	ashX (cm²)	ashY (cm²)	pXmin	pYmin
C1	3.0000	0.0000	0.0000	0.0036	0.0000	-0.0600	-0.0600	0.0000	0.0000		
C2	3.0000	0.0000	0.0000	0.0036	0.0000	-0.0600	-0.0600	0.0000	0.0000		
C3	2.0000	0.0000	0.0000	0.0036	0.0000	-0.0600	-0.0600	0.0000	0.0000		
X		Y									
	φ (mm)	Cantidad X	s (m)	X	pX>pXmin	φ (mm)	Cantidad X	s (m)	Y	pY>pYmin	Lo (m)
C1					Ok					Ok	0.5000
C2					Ok					Ok	0.5000
C3					Ok					Ok	0.5000

Imagen 43. Chequeo de refuerzo transversal en columnas

La hoja de Excel verificará que se esté colocando una cuantía de refuerzo transversal superior a la cuantía mínima, adicionalmente se calcula la longitud L_o en la cual se debe proporcionar los estribos de confinamiento, en los extremos del elemento.

11. Detallamiento estructural (Ganchos y longitud de desarrollo).

La hoja de Excel presenta las dimensiones de los tres tipos de ganchos más utilizados en el armado de elementos estructurales, junto con las longitudes mínimas que deben cumplir según el diámetro de la varilla empleada.

Esta información debe contrastarse siempre con los planos estructurales:

Ganchos de 135°: se emplean en estribos, trabas, en la armadura de las vigas en sus nudos finales y en el refuerzo de las columnas en su parte final.

Ganchos de 180°: se utilizan en el acero positivo de los nervios de las losas.

Ganchos de 90°: se aplican en la parte inicial de las columnas, en las parrillas de las zapatas, en el acero negativo de los nervios de las losas y en los remates de la armadura de las vigas.

Estribos

Gancho de 135 grados

Tipo	db (mm)	Diametro Int(mm)	lex(mm)
135	10	40	75
	12	48	75
	14	56	84
	16	64	96
	18	72	108
180	10	60	65
	12	72	65
	14	84	65
	16	96	65
	18	108	72
90	10	120	80
	12	132	88
	14	144	96
	16	156	104
	18	168	112
90	10	60	120
	12	72	144
	14	84	168
	16	96	192
	18	108	216
90	20	120	240
	22	132	264
	25	150	300

Gancho 180 grados

Gancho 90 grados

Longitud de desarrollo para gancho (ldh)

φ (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25
ldh (mm)	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.16	0.18	0.20

Imagen 44. Detallamiento estructural para los tipos de gancho

5.2 Aplicación de la metodología a un caso de estudio.

Con la finalidad de indicar los puntos claves en los que nos enfocaremos para ejecutar la metodología de revisión, emplearemos los planos estructurales de un proyecto real construido en la ciudad de Latacunga, detallando de esta forma los puntos a identificar y el ingreso de datos respectivamente.

El caso de estudio corresponde a una edificación para vivienda, de una planta con un área en planta de 165.16 m², con la zona de la sala a doble altura con un área de 23.70 m², la estructura es de pórticos de hormigón armado con vigas descolgadas y losas nervadas.

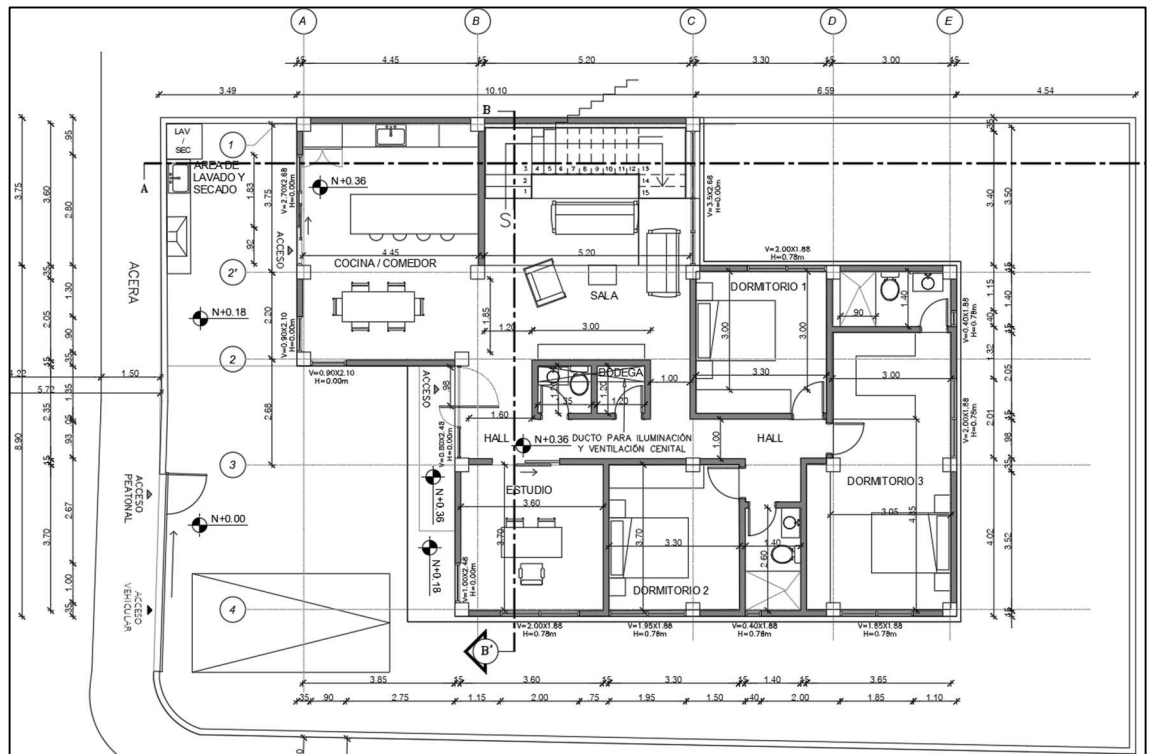


Imagen 45. Planta 1 arquitectónica del caso de estudio.

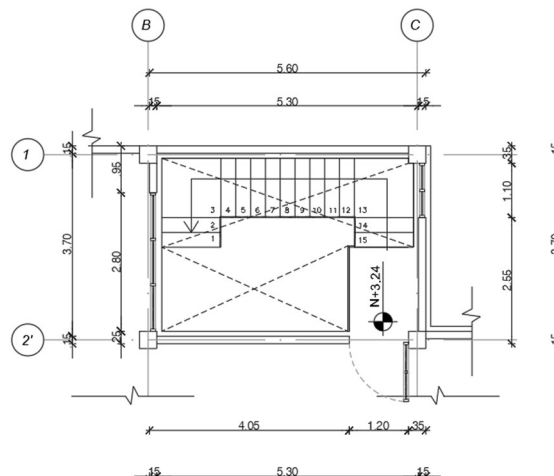


Imagen 46. Planta 2 arquitectónica del caso de estudio.

5.2.1 Ingreso de datos iniciales

En la parte inicial de la hoja se incluye una casilla para colocar el nombre del proyecto, el mismo que nos permitirá identificarlo, en esta misma sección se debe ingresar el valor

del esfuerzo a la compresión simple del hormigón y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo empleados en el diseño.

Revisión estructural



Nombre del Proyecto: Estructura genérica

Ingreso de Datos
Resultados

Datos iniciales:					
$14800^2(f'c)^{0.5}$					
$f'c$ (kg/cm²)	210	f_y (kg/cm²)	4200	E_c (ton/m²)	2144723.758
				E_s (kg/cm²)	20430000
Cargas empleadas					
CV (ton/m²)	0.2	CM (ton/m²)	0.3		

Imagen 47. Ingreso de datos para el caso de estudio

5.2.1.1 Estimación de cargas permanentes

Carga Muerta

La sobrecarga muerta debe estar especificada en los planos estructurales. En caso de no contar con este dato, será necesario cuantificar dicho valor como se indica a continuación.

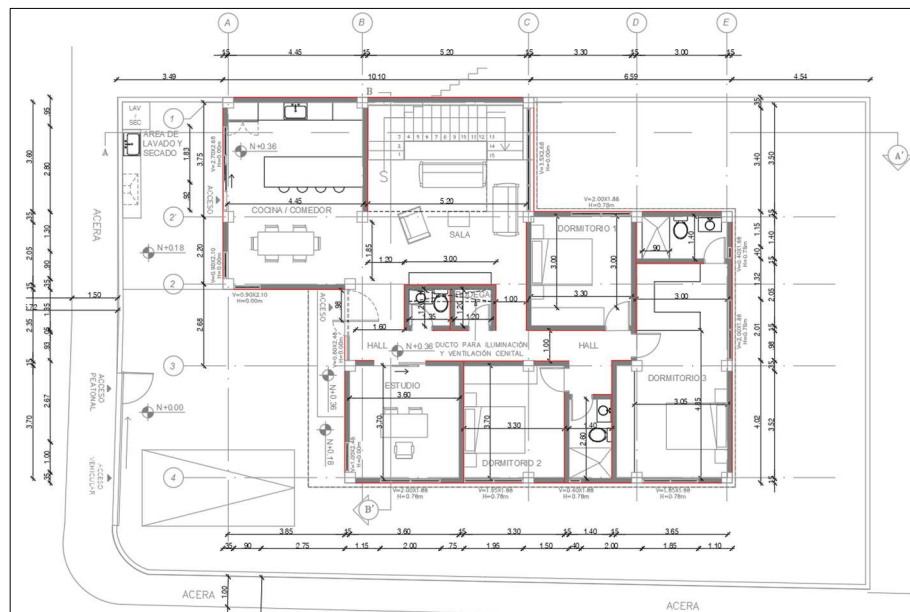


Imagen 48. Cuantificación de paredes

Al cuantificar en los planos arquitectónicos la cantidad de paredes en la primera planta de 165 m², se obtienen 79 metros lineales de mampostería, al multiplicar este valor por la altura de entrepiso de 2.86 m, se obtienen 226 m² de mampostería, por lo tanto, se puede establecer la relación $226/165=1.37$ m² de mampostería por cada m² de construcción en planta.

El enlucido se considerará como el doble de metros cuadrados de los obtenidos en la mampostería debido a que generalmente las paredes se encuentran enlucidas a doble cara.

Los pesos unitarios proporcionados en la tabla mostrada a continuación se encuentran detallados en la NEC-SE-CG en el apartado 4.1, o también pueden ser tomados de estudios realizados según el tipo de material a emplear.

Determinación de carga muerta				
#	Descripción	Area (m²)	Peso Unitario (kg/m²)	Peso (kg)
1	Baldosas	1.00	22.00	22.00
2	Paredes de bloque Ligerio	1.37	133.40	182.76
3	Enlucidos	2.74	20.00	54.80
4	Cielo Falso	1.00	20.00	20.00
5	Instalaciones	1.00	20.44	20.44
			Peso Total (kg)	300.00

Tabla 25. Estimación de Carga muerta.

Carga Viva

Para residencias se establece el valor de carga viva en la normativa NEC-SE-CG de 200 kg/cm².

Revisión estructural

Nombre del Proyecto: Estructura genérica



Ingreso de Datos		Resultados	
Datos iniciales:			
f'_c (kg/cm²)	210	f'_v (kg/cm²)	4200
E_c (ton/m²)	14800*(f'_c)²*0.5	E_s (kg/cm²)	2144723.758
C_V (ton/m²)	0.2	C_M (ton/m²)	0.3

Imagen 49. Datos iniciales

5.2.2 Irregularidad en elevación.

A continuación, se presenta la planta de cimentación de la estructura analizada, la cual resulta fundamental para identificar y cuantificar el número de columnas existentes, así como sus dimensiones respectivas.

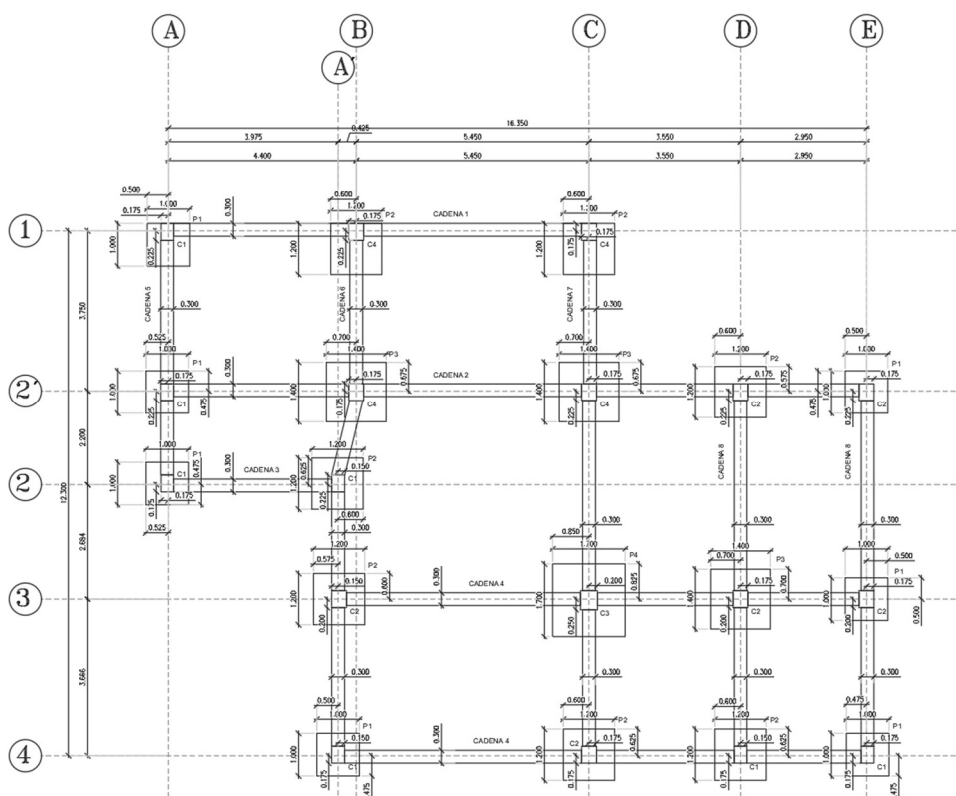


Imagen 50. Planta de cimentación.

5.2.2.1 Piso flexible

- Se debe ingresar la cantidad de columnas y su sección transversal correspondiente para toda la edificación.
- Se debe ingresar la altura de entrepiso.

Irregularidades en elevación									
Piso flexible X									
		Cantidad		Cantidad		Cantidad			
Columna tipo 1		7		Columna tipo 2		10		Columna tipo 3	
Columna tipo 1		4		Columna tipo 2		0		Columna tipo 3	
Columna tipo 1		0		Columna tipo 2		0		Columna tipo 3	
# Piso	Hpiso (m)	B(m)	H(m)	B(m)	H(m)	B(m)	H(m)	Rigidez Lat. (ton/m)	Piso Flexible
1	2.88	0.3	0.4	0.35	0.4	0.4	0.45	35450.80	Ok
2	2.88	0.35	0.4	0	0	0	0	8044.55	---
3	0							---	---

Imagen 51. Piso flexible.

- Se verifica que no existe piso flexible, debido a que el piso inferior tiene una rigidez superior al 70% del piso superior.

5.2.2.2 Distribución de masa

- Se debe ingresar el área de cada piso en m².

Distribución de masa			
# Piso	Area(m ²)	W (ton)	Distribución de Masa
1	165.16	82.58	Irregular
2	23.7	11.85	Irregular
3	0	0	---

>1.5 veces el piso adyacente

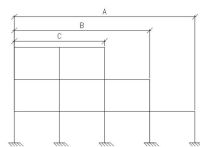
Imagen 52. Distribución de masa.

- La estructura no cumple debido a que la razón de peso entre pisos adyacentes supera 1.5, por lo tanto, se castiga con un factor $\phi E=0.9$.

5.2.2.3 Irregularidad geométrica.

- Ingresar las dimensiones A, B, C de los pórticos correspondientes.

Irregularidad Geométrica		
# Piso	Dimensión (m)	Irre. Geométrica
1	A=	12.3
2	B=	3.75
3	C=	0



>1.3 veces el piso adyacente

Imagen 53. Irregularidad geométrica.

- La estructura no cumple debido a que la variación entre dimensiones es superior a 1.3 veces A, por lo tanto, se castiga con un factor $\phi E=0.9$.

5.2.3 Irregularidad en Planta.

Para esta sección de la metodología se debe verificar la existencia de la condición de retroceso de esquina y de discontinuidad de piso.

5.2.3.1 Retroceso de esquina

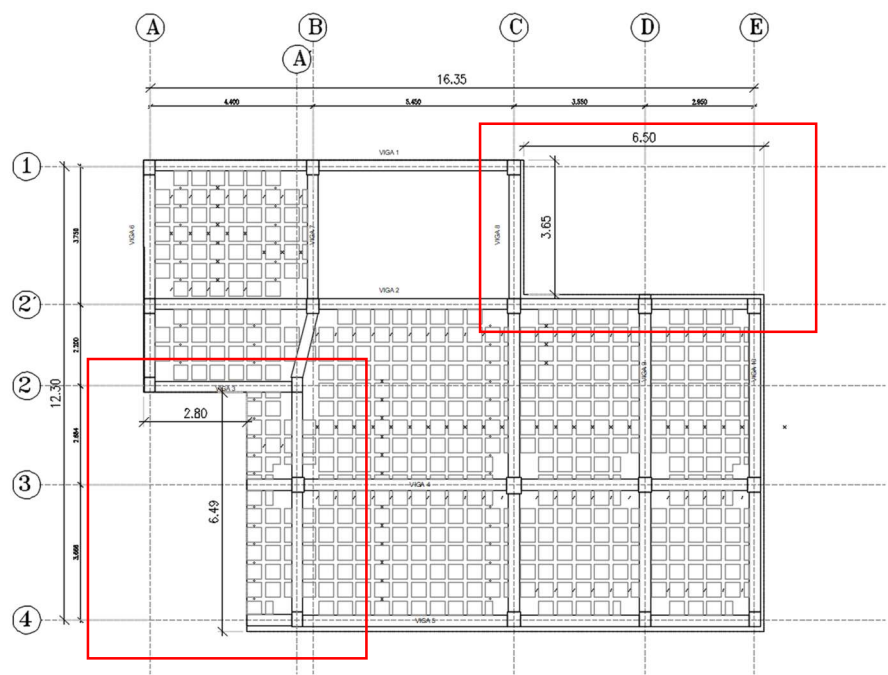
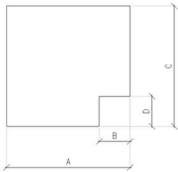


Imagen 54. Edificación en planta

- Se ingresan las medidas indicadas en la planta.

Retroceso de esquina

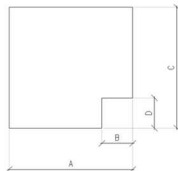
	Dim. (m)	Chequeo
A	16.35	Irregular
B	6.5	
C	12.3	Irregular
D	3.65	



Entrante >
15% del lado

Retroceso de esquina

	Dim. (m)	Chequeo
A	16.35	Irregular
B	2.8	
C	12.3	Irregular
D	6.49	



Entrante >
15% del lado

Imagen 55. Retroceso de esquina.

- La estructura no cumple debido a que la entrante en uno de sus lados es superior al 15% de la dimensión total del lado, por lo tanto, se castiga con un factor $\phi P=0.9$.

5.2.3.2 Discontinuidad de piso

- Se debe ingresar el área de la discontinuidad, generalmente por orificios de gradas o ductos existentes.

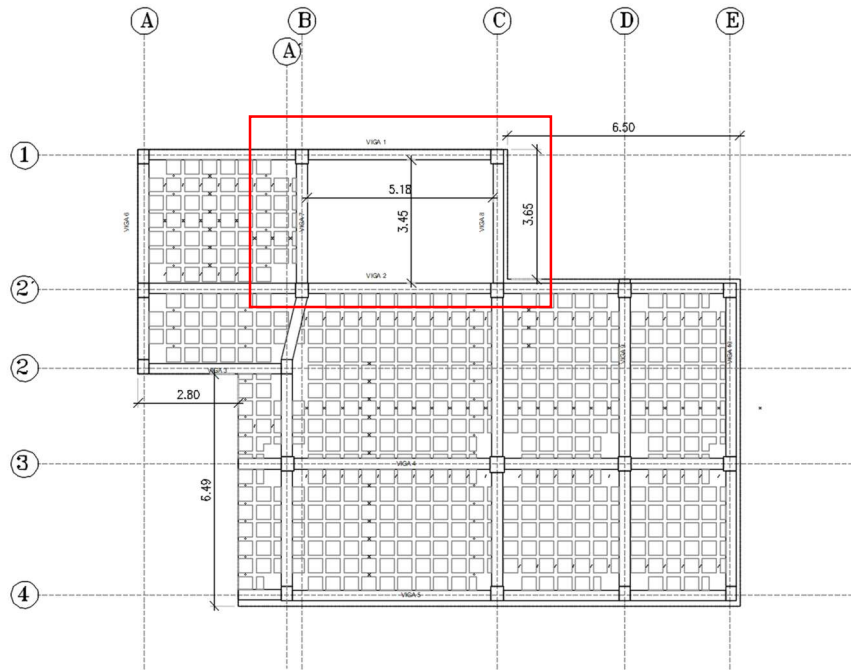


Imagen 56. Planta con orificios

Discontinuidad de piso

# Piso	Área de piso (m²)	Área de Orificio (m²)	Irre. Geométrica
1	165.16	23.7	Ok
2	23.7	0	Ok
3	0	0	---

Abertura > 50%

Imagen 57. Discontinuidad de piso.

- La estructura cumple debido a que la discontinuidad en la losa es menor al 50% de su área, por lo tanto, no se castiga y se mantiene el $\phi P=1$.

5.2.3.3 Ejes estructurales no paralelos

Para esta parte se debe realizar una verificación visual de los ejes principales de la estructura en el plano y en caso de que exista ejes no ortogonales se debe colocar No en la pregunta efectuada.

Ejes estructurales no paralelos

¿ Los ejes de la estructura son paralelos entre si en ambas direcciones ?

Si/No	Irre. Geométrica
Si	Ok

Imagen 58. Verificación de ejes paralelos

5.2.4 Análisis mediante fuerzas horizontales equivalentes

5.2.4.1 Elección del pórtico representativo en dirección X

En la dirección X se elige el pórtico correspondiente al eje 3, debido a que es un pórtico intermedio y a la vez posee la mayor distancia entre columnas para el análisis de la viga.

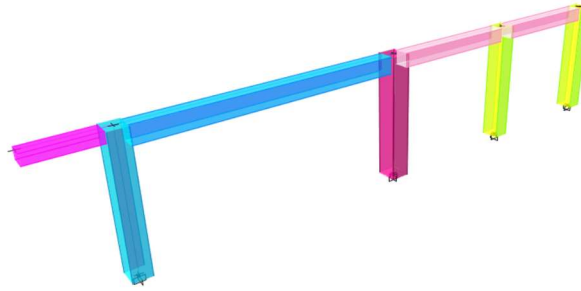


Imagen 59. Pórtico X

5.2.4.2 Elección del pórtico representativo en dirección Y

En la dirección Y se elige el pórtico correspondiente al eje C, debido a que es un pórtico intermedio y a la vez posee la mayor distancia entre columnas para el análisis de la viga.

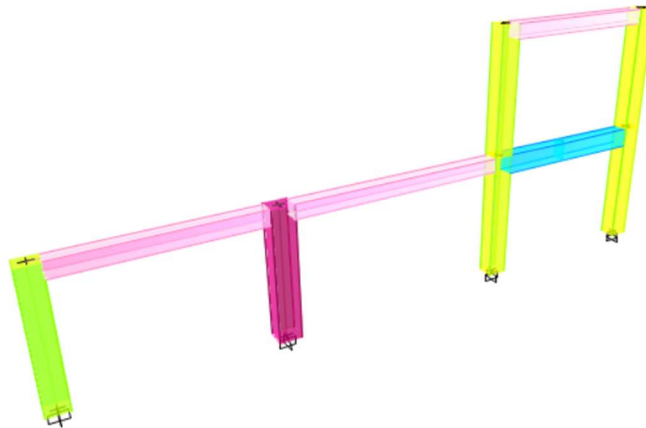


Imagen 60. Pórtico Y

5.2.4.3 Determinación del coeficiente de cortante basal estático.

Debido a que este documento tiene como zona de estudio la ciudad de Latacunga, la normativa NEC-SE-DS establece un factor Z de aceleración de 0.4 g.

- Se debe ingresar el tipo de suelo en función a lo detallado en la normativa NEC-SE-DS.
- Colocar los coeficientes de irregularidad en planta y elevación detallados anteriormente.

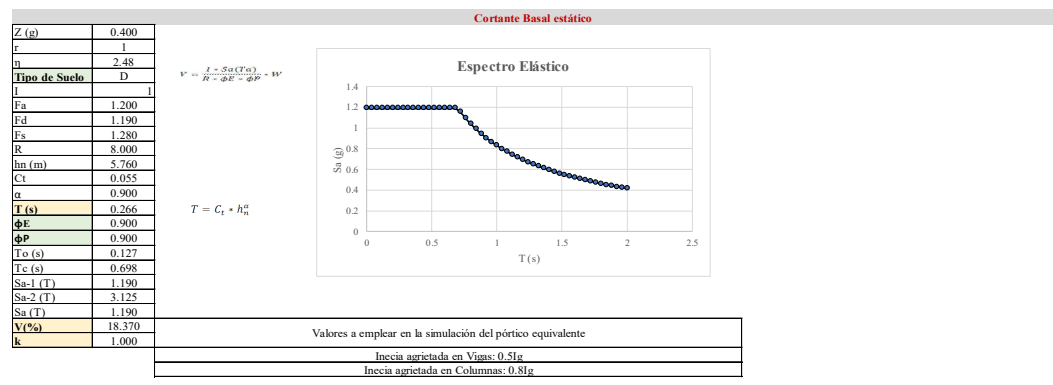


Imagen 61. Cortante Basal

- Se encuentra el coeficiente de cortante basal estático (0.1837) conforme a las ecuaciones proporcionadas en la normativa NEC-SE-DS, el mismo que nos será útil para el modelamiento del pórtico equivalente.

5.2.4.4 Cortante Basal para análisis estático equivalente

De acuerdo a lo que se indicó en la sección 5.1.1 de este documento, se procede a distribuir el cortante basal como fuerzas laterales, se emplea el Software ETABS, el mismo que nos permite realizar este análisis al definir un patrón de carga de tipo sísmico y colocar el coeficiente de cortante basal como se muestra a continuación:

- Colocamos el coeficiente de cortante basal (0.1837) calculado anteriormente según sea la dirección del pórtico analizado.

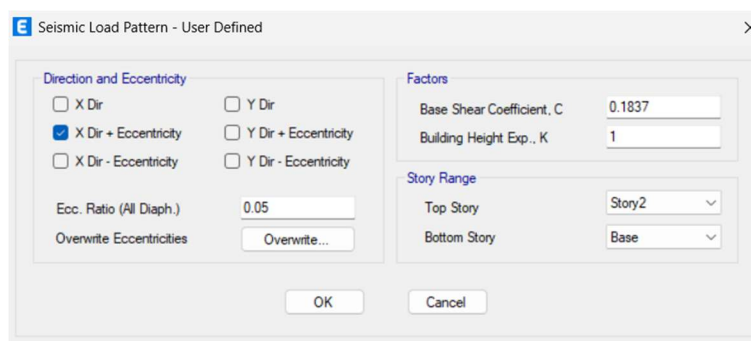


Imagen 62. Sismo X

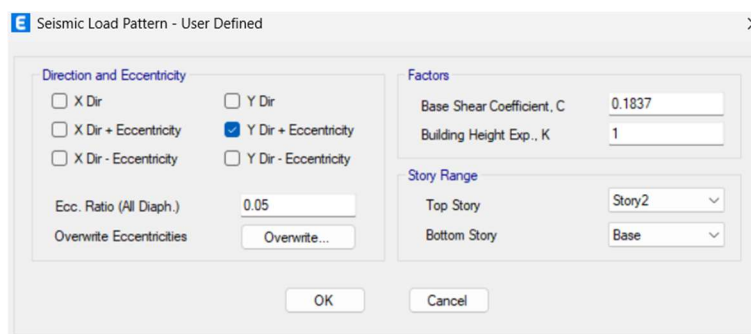


Imagen 63. Sismo Y

5.2.5 Deriva inelástica de piso.

Se deberán colocar los desplazamientos para el sismo en función de la dirección del pórtico equivalente analizado, adicional se afecta el cálculo de la deriva inelástica por el factor de 0.9 obtenido anteriormente como simplificación del pórtico equivalente.

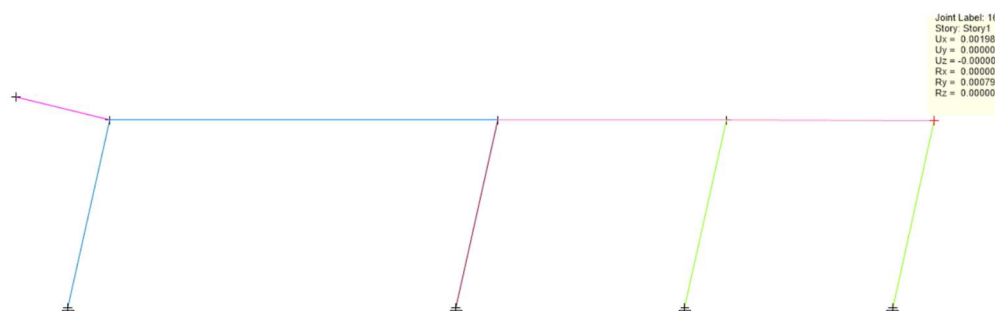


Imagen 64. Pórtico deformado en dirección X

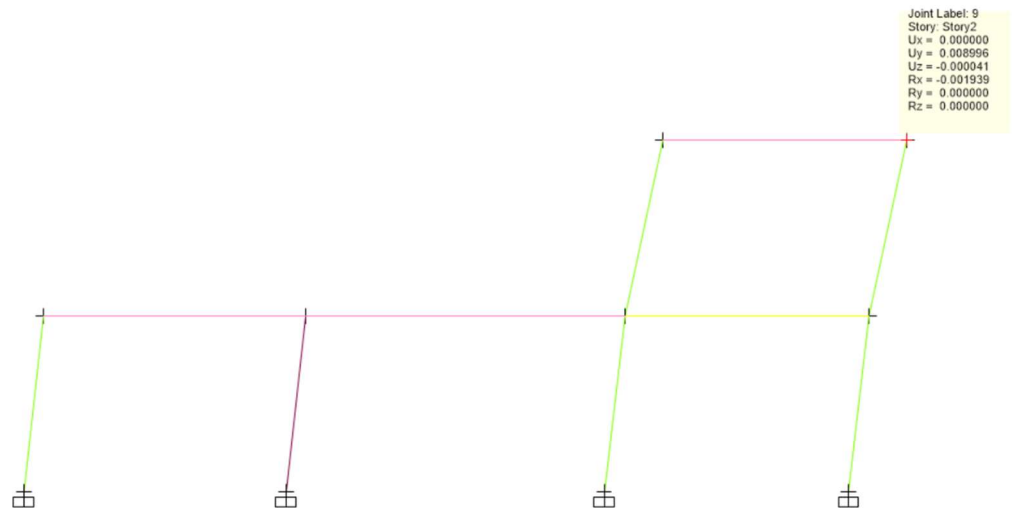


Imagen. 65. Pórtico deformado en dirección X

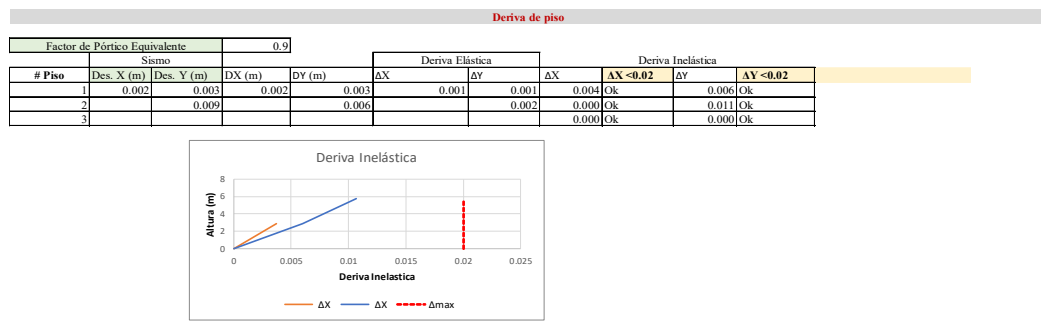


Imagen. 66. Revisión 8

- La estructura cumple el límite de deriva inelástica debido a que la deriva en ambos sentidos es inferior al 2% permitido por la normativa.

5.2.6 Dimensiones mínimas de los elementos estructurales

Se verifica las dimensiones mínimas de las secciones transversales para vigas, columnas y cadenas de amarre, además se verifica el espesor mínimo de la losa maciza o en caso de emplear losas alivianadas se deberá realizar la verificación con una losa maciza de espesor equivalente.

5.2.6.1 Dimensiones mínimas en vigas

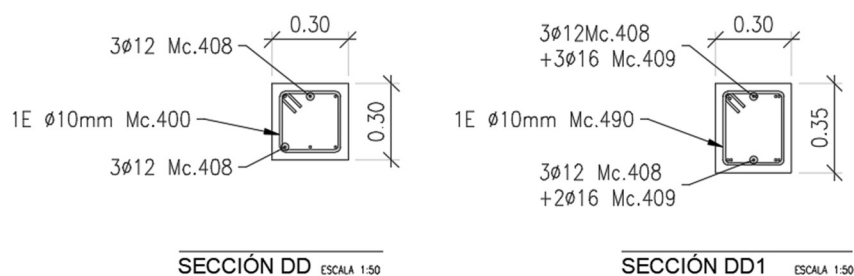
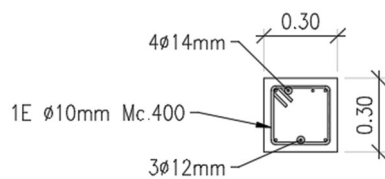


Imagen. 67 Secciones de vigas del pórtico del eje 3



SECCIÓN 2 ESCALA 1:50

Imagen 68. Secciones de vigas del pórtico del eje C

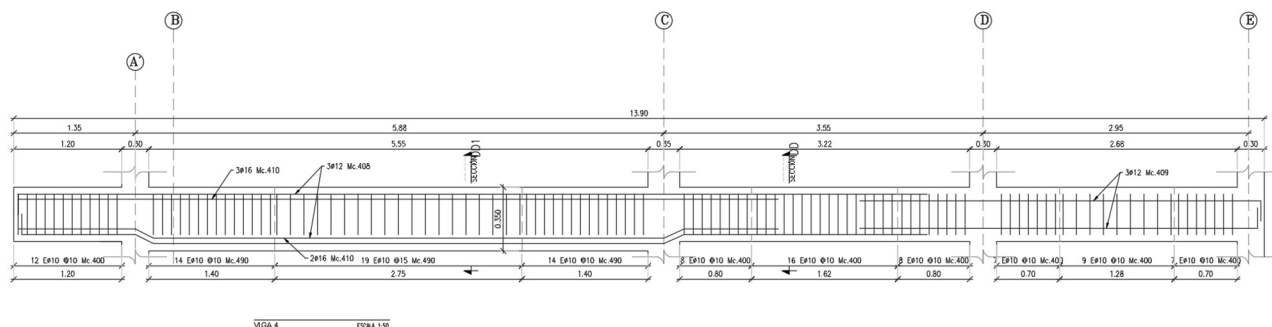


Imagen 69. Desarrollo longitudinal de vigas del eje 3

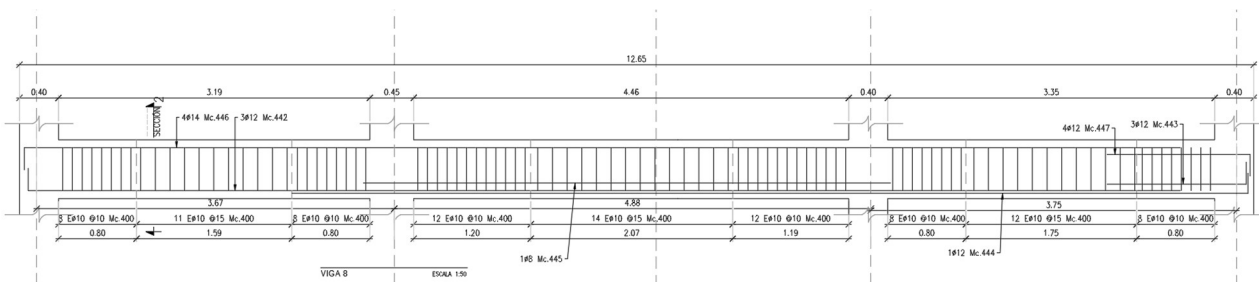


Imagen 70. Desarrollo longitudinal de vigas del eje C

- Se ingresan las dimensiones de las vigas y la longitud respectiva de los vanos en dirección X

Sentido X											
	Condición	B (m)	B>0.25(m)	H (m)	L (m)	Extr. Continuo	Voladizo	1 Extr. Continuo	Simp.	Apoyada	Rec. (m)
Tramo 1	Voladizo	0.3	Ok	0.3	1.2	---	Ok	---	---	---	0.05
Tramo 2	Continuo	0.3	Ok	0.35	5.55	Ok	---	---	---	Ok	0.05
Tramo 3	Continuo	0.3	Ok	0.3	3.22	Ok	---	---	---	Ok	0.05
Tramo 4	1 extr. Continuo	0.3	Ok	0.3	2.68	---	---	Ok	---	Ok	0.05
Tramo 5											

Imagen 71. Revisión vigas X

- Se ingresan las dimensiones de las vigas y la longitud respectiva de los vanos en dirección Y

Sentido Y											
	Condición	B (m)	B>0.25(m)	H (m)	L (m)	Extr. Continuo	Voladizo	1 Extr. Continuo	Simp.	Apoyada	Rec. (m)
Tramo 1	1 extr. Continuo	0.3	Ok	0.3	3.2	---	Ok	---	---	Ok	0.05
Tramo 2	Continuo	0.3	Ok	0.3	4.46	Ok	---	---	---	Ok	0.05
Tramo 3	1 extr. Continuo	0.3	Ok	0.3	3.35	---	---	Ok	---	Ok	0.05
Tramo 4											
Tramo 5											

Imagen 72. Revisión vigas Y

- Se observa que tanto en dirección X como Y, la edificación cumple con las dimensiones mínimas de los elementos estructurales.

- Este chequeo se lo debe realizar para todos los pórticos de la estructura, no solo para los empleados en el pórtico representativo, ya que siempre se contaría con la información requerida.

5.2.6.2 Dimensiones mínimas en Columnas

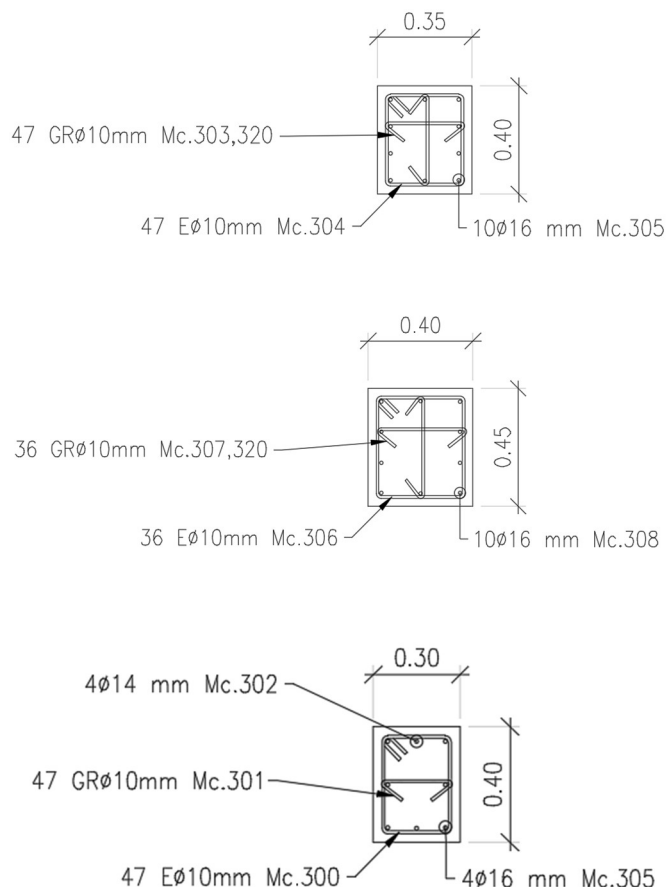


Imagen 73. Secciones de columnas presentes en el plano estructural.

- Debido a que las dimensiones de las secciones de las columnas ya fueron ingresadas anteriormente, en este apartado no es necesario ingresar ningún dato.

# Piso 1							
	Hpiso (m)	B (m)	H (m)	B>0.3 (m)	H>0.3 (m)	Relación de lados>0.4	H libre > 4H o 4B
C1	2.88	0.3	0.4	No cumple	Ok	Ok	Ok
C2	2.88	0.35	0.4	Ok	Ok	Ok	Ok
C3	2.88	0.4	0.45	Ok	Ok	Ok	Ok
# Piso 2							
	Hpiso (m)	B (m)	H (m)	B>0.3 (m)	H>0.3 (m)	Relación de lados>0.4	H libre > 4H o 4B
C1	2.88	0.35	0.4	Ok	Ok	Ok	Ok
C2	2.88	0	0	---	---	---	---
C3	2.88	0	0	---	---	---	---

Imagen 74. Secciones mínimas en columnas

- Se verifica que se cumple con los requerimientos dimensionales para todas las columnas.

5.2.6.3 Dimensiones mínimas en losas

La edificación analizada en este caso práctico, especifica en sus planos el uso de una losa nervada alivianada en dos direcciones con la sección que se muestra a continuación.

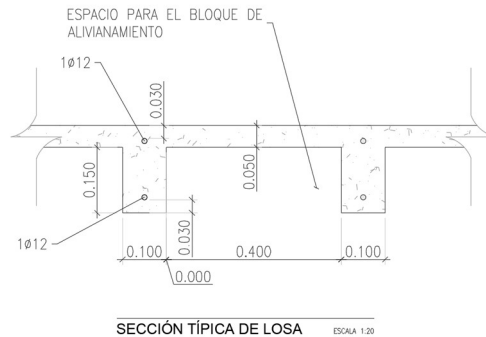


Imagen 75. Sección típica de losa alivianada.

- Se debe colocar las dimensiones de los vanos en la zona en la que la estructura presente el mayor espacio entre columnas.
- Para este caso en particular se analiza la losa en las proximidades de la viga del eje 3, entre los ejes A' y C.

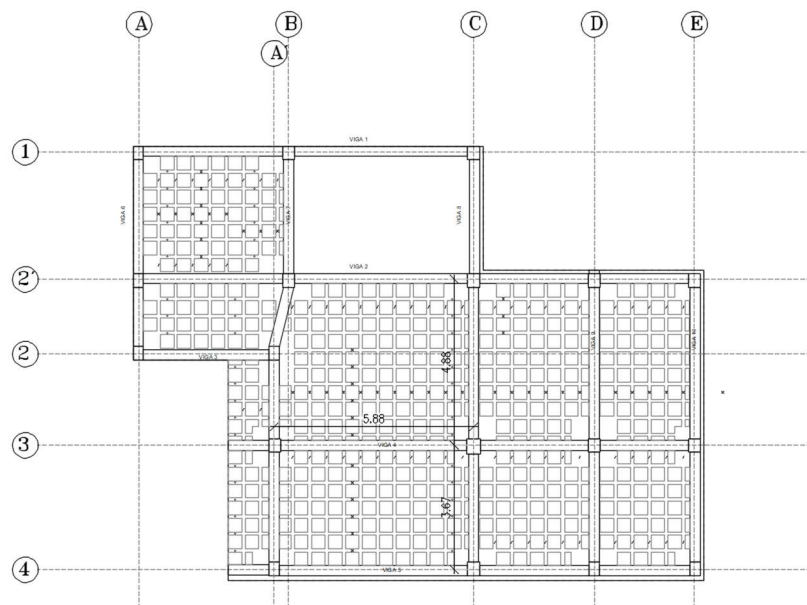


Imagen 76. Paño de losa

LT(m)	5.88	Longitud transversal del vano de análisis
L1(m)	4.88	Longitud a la izquierda o hacia arriba del portico equivalente
L2(m)	3.67	Longitud a la derecha o hacia abajo del portico equivalente
Bviga(m)	0.3	
Hviga(m)	0.35	
hlosa(m)	0.145	Altura equivalente de una losa maciza

Iviga (m4)	Ilosa (m4)	αf	β	hmin (m)	hlosa>hmin
0.0011	0.0011	0.9869	1.3754	0.1250	Ok

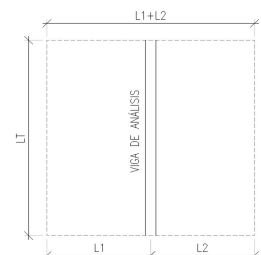


Imagen 77. Secciones mínimas en losas

- Se comprueba que la altura de la losa maciza equivalente es superior al espesor mínimo requerido.

5.2.6.4 Dimensiones mínimas de cadenas de amarre

La edificación analizada en este caso práctico, especifica una única sección para las cadenas de amarre, la misma que se indica a continuación.

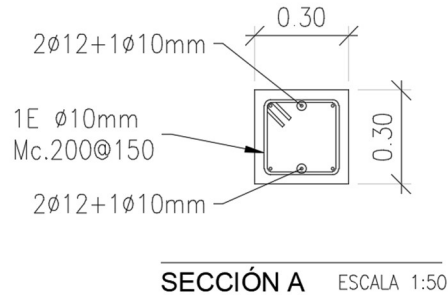


Imagen 78. Secciones cadenas de amarre

- Se deben ingresar las dimensiones de la sección transversal de la cadena y la longitud del vano respectivo.

Elegir las cadenas con condiciones mas críticas en función de las luces mayores y menores.

	B (m)	H (m)	L (m)	$B > L/20$	$H > L/20$	Rec. (m)
Viga Tipo 1	0.3	0.3	5.45	Ok	Ok	0.05
Viga Tipo 2	0.3	0.3	3.55	Ok	Ok	0.05
Viga Tipo 3	0.3	0.3	2.95	Ok	Ok	0.05

Imagen 79. Chequeo de secciones mínimas de cadenas de amarre

- Se verifican las dimensiones de las cadenas de amarre

5.2.7 Refuerzo longitudinal mínimo de los elementos estructurales.

- Se obtiene las sobrecargas permanentes lineales, al introducir las dimensiones en los pórticos de interés.

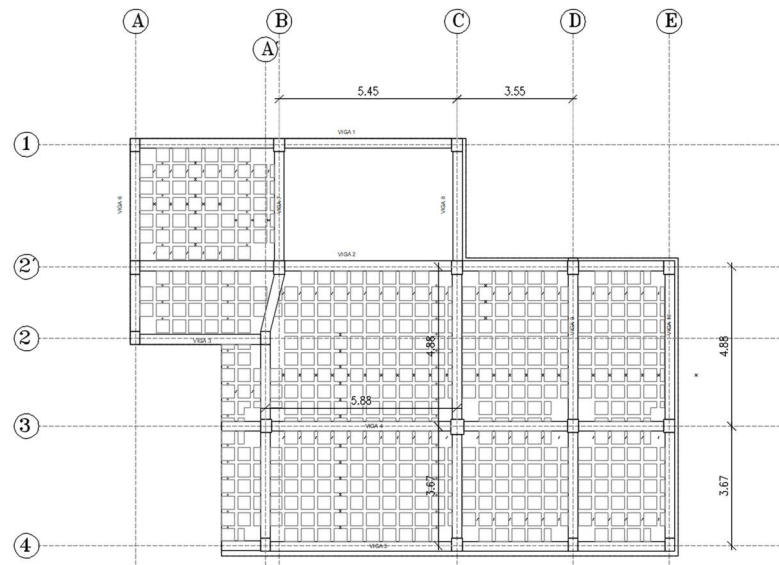


Imagen 80. Planta para cargas lineales

	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)	hlosa(m)	L1(m)	L2(m)	Losa aliv/Losa maciza	CM (ton/m)	CV (ton/m)
Sentido X	0.3	0.2	0.145	4.88	3.67	0.717	2.35	0.855

	CM (ton/m ²)	CV (ton/m ²)	hlosa(m)	L1(m)	L2(m)	Losa aliv/Losa maciza	CM (ton/m)	CV (ton/m)
Sentido X	0.3	0.2	0.145	5.45	3.55	0.717	2.47	0.9

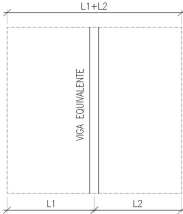


Imagen 81. Obtención de cargas lineales

- Se colocan las cargas linealmente distribuidas en los pórticos correspondientes.

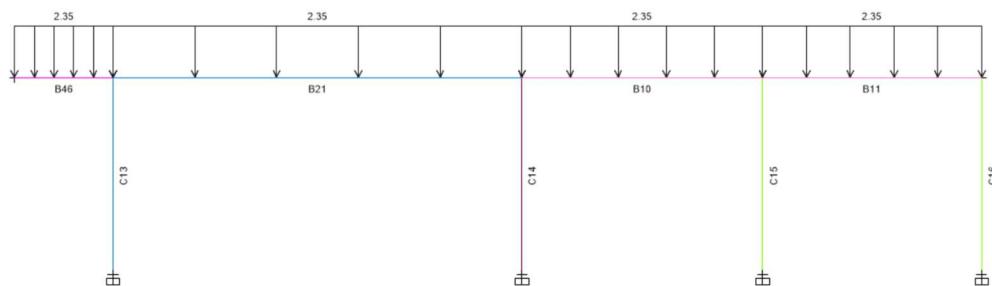


Imagen 82. Pórtico representativo en dirección X con carga muerta.

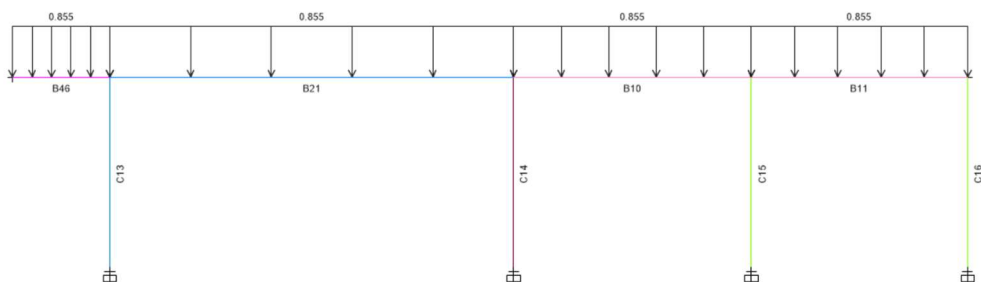


Imagen 83. Pórtico representativo en dirección X con carga viva.

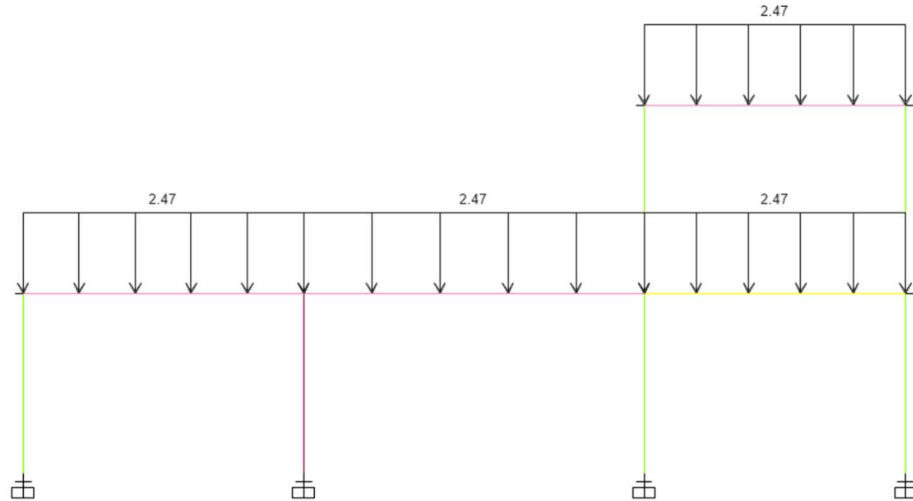


Imagen 84. Pórtico representativo en dirección Y con carga muerta.

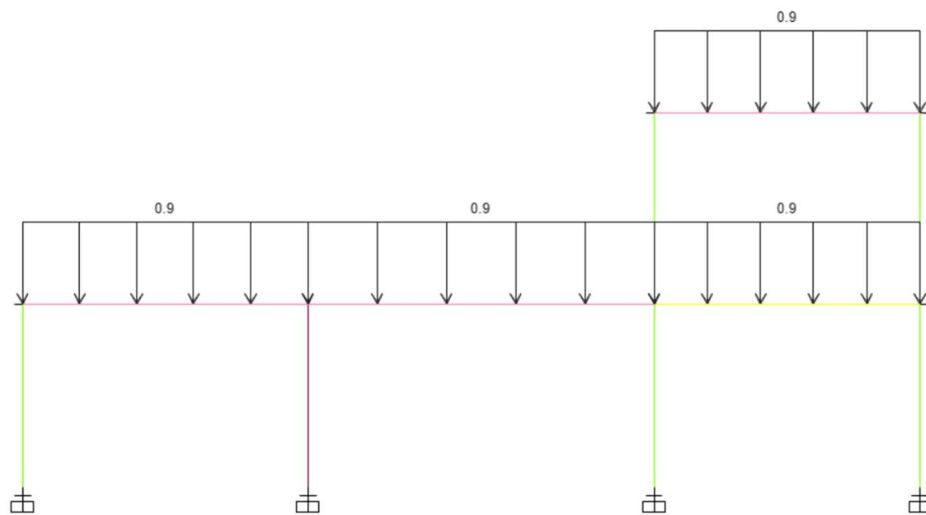


Imagen 85. Pórtico representativo en dirección Y con carga viva.

5.2.7.1 Revisión de acero longitudinal en vigas.

- Dado que el comportamiento de las vigas está principalmente gobernado por las cargas verticales, y considerando que al aplicar la carga sísmica previamente detallada podría incurrirse en una sobreestimación de los momentos tal como se evidenció al hallar la deriva del pórtico representativo, este chequeo se efectuará únicamente para los momentos obtenidos de la combinación de carga gravitacional (carga muerta + carga viva).

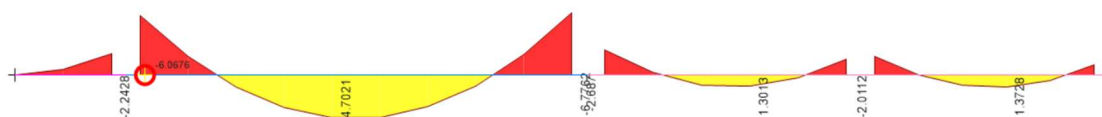


Imagen 86. Momentos pórtico en dirección X.

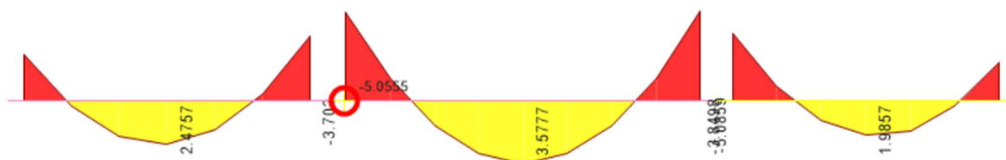


Imagen 87. Momentos pórtico en dirección Y.

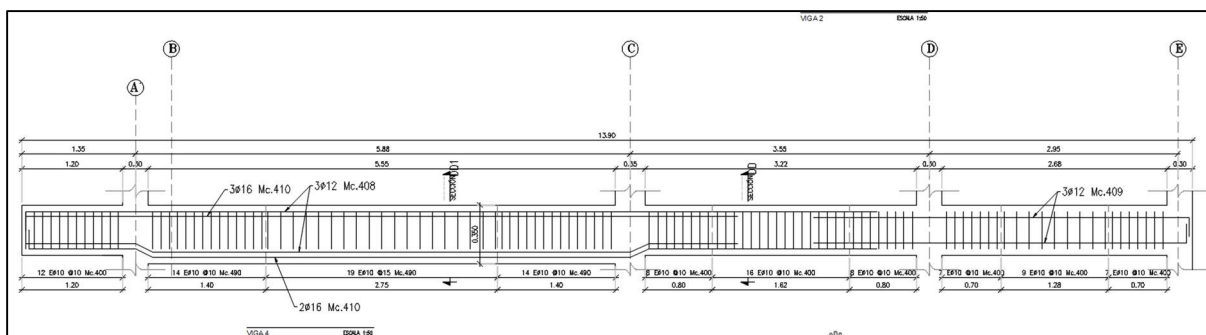


Imagen 88. Viga del eje 3 en sentido X.

Refuerzo longitudinal en los elementos estructurales													
Vigas													
Acero superior													
Acero inferior													
Sentido X	B (m)	H (m)	Rec (m)	As min (cm²)	As max (cm²)	Extremo				Medio			
						φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad
Tramo 1	0.3	0.35	0.05	3.000	9.646	12.000	3.000	16.000	3.000	12.000	3.000	16.000	3.000
	0.3	0.35	0.05	3.000	9.646	12.000	3.000	16.000	2.000	12.000	3.000	16.000	2.000
Tramo 2	0.3	0.3	0.05	2.500	8.038	12.000	3.000	16.000	3.000	12.000	3.000	0.000	0.000
	0.3	0.3	0.05	2.500	8.038	12.000	3.000	16.000	2.000	12.000	3.000	0.000	0.000
Tramo 3	0.3	0.3	0.05	2.500	8.038	12.000	3.000	0.000	0.000	12.000	3.000	0.000	0.000
	0.3	0.3	0.05	2.500	8.038	12.000	3.000	0.000	0.000	12.000	3.000	0.000	0.000
Tramo 4	0	0	0	0.000	0.000								
	0	0	0	0.000	0.000								
Tramo 5	0	0	0	0.000	0.000								
	0	0	0	0.000	0.000								
Sentido X	Extremo				Pórtico Equivalente X						Extremo	Medio	Extremo
	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	M (ton*m)	M (ton*m)	M (ton*m)	As req (cm²)	As req (cm²)	As req (cm²)	As colocado (cm²)	As colocado (cm²)	As colocado (cm²)
Tramo 1	12.000	3.000	16.000	3.000	6.067	0.000	6.770	6.161	---	6.953	9.425	9.425	9.425
	12.000	3.000	16.000	2.000	0.000	4.702	0.000	---	4.676	---	7.414	7.414	7.414
Tramo 2	12.000	3.000	0.000	0.000	2.687	0.000	1.680	3.168	---	1.941	9.425	3.393	3.393
	12.000	3.000	0.000	0.000	0.000	1.301	0.000	---	1.493	---	7.414	3.393	3.393
Tramo 3	12.000	3.000	0.000	0.000	2.011	0.000	1.030	2.339	---	1.176	3.393	3.393	3.393
	12.000	3.000	0.000	0.000	0.000	1.373	0.000	---	1.577	---	3.393	3.393	3.393
Tramo 4								---	---	---	---	---	---
								---	---	---	---	---	---
Tramo 5								---	---	---	---	---	---
								---	---	---	---	---	---
Sentido X	Extremo		Medio		Extremo								
	Asmin<As<Asmax	As>As req	As>As req	As>As req									
Tramo 1	Ok	Ok	---	Ok									
	Ok	---	Ok	---									
Tramo 2	Cambar Sec	Ok	---	Ok									
	Ok	---	Ok	---									
Tramo 3	Ok	Ok	---	Ok									
	Ok	---	Ok	---									
Tramo 4	Ok	---	---	---									
	Ok	---	---	---									
Tramo 5	Ok	---	---	---									
	Ok	---	---	---									

Nota:
 *Verificar Momentos positivos en el extremo al menos 50% del negativo
 *Verificar Momentos positivos en cualquier sección al menos 25% del negativo

Imagen 89. Revisión de la viga del eje 3.

- Se verifica para esta viga que el acero colocado es superior al mínimo, inferior al máximo permitido por zona sísmica, es mayor al requerido por la solicitud de momento.

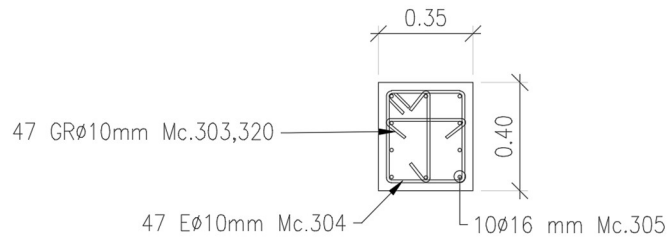


Imagen 93. Columna tipo 2

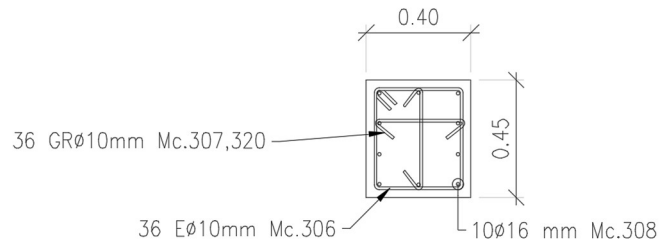


Imagen 94. Columna tipo 3

# Piso 1											
	B (m)	H (m)	Ag (cm²)	As min (cm²)	As max (cm²)	φ (mm)	Cantidad	φ (mm)	Cantidad	As colocado (cm²)	Asmin<As<Asmax
C1	0.3	0.4	1200	12.000	36.000	16.000	4.000	14.000	4.000	14.200	Ok
C2	0.35	0.4	1400	14.000	42.000	16.000	10.000	16.000	0.000	20.106	Ok
C3	0.4	0.45	1800	18.000	54.000	16.000	10.000	16.000	0.000	20.106	Ok

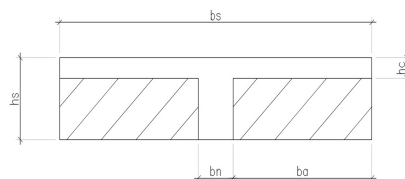
Imagen 95. Cuantía mínima y máxima en columnas.

- Se verifica que el acero suministrado es mayor al mínimo y menor al máximo permitidos.

5.2.7.3 Revisión de acero longitudinal para nervios de losas aliviadas

- Se debe ingresar las dimensiones de los nervios, para posteriormente verificar que se cumpla con el acero mínimo a flexión.

Losa												
bn (m)	hs (m)	hc (m)	ba (m)	ϕ (mm)	Cantidad	As min (cm²)	As colocado (cm²)	Asmin<As	bn>10 cm	hs > 3.5 bn	ba < 75 cm	hc < 5 cm
0.1	0.2	0.05	0.4	12	1	0.5	1.1309734	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

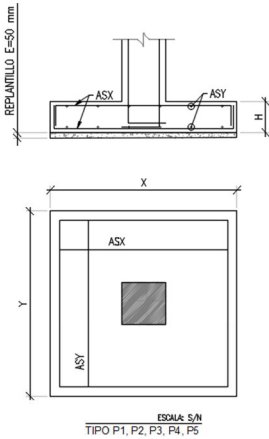


As Loseta min (cm²/m)	0.90
-----------------------	------

Imagen 96. Revisión de losa.

- Se verifica que el acero suministrado es superior al mínimo requerido a flexión y además se cumple con los parámetros dimensionales del nervio.
- Debido a que en las losas alivianadas se verificó el acero a flexión de los nervios, también se deberá verificar la existencia de acero de temperatura en la loseta superior de espesor hc.

5.2.7.4 Revisión de refuerzo a flexión en zapatas aisladas



CUADRO DE PLINTOS						
TIPO	No.	DIMENSIONES			MARCAS	NIVEL (m)
		X (m)	Y (m)	H (m)		
P1	7	1.00	1.00	0.20	5Ø10mm @22.5 VERTICALES Mc.100 (D) 5Ø10mm @22.5 HORIZONTALES Mc.100 (D)	-1.45
P2	7	1.20	1.20	0.25	7Ø10mm @18.33 VERTICALES Mc.101 (D) 7Ø10mm @18.33 HORIZONTALES Mc.101 (D)	-1.45
P3	3	1.40	1.40	0.30	10Ø10mm @14.4 VERTICALES Mc.102 (D) 10Ø10mm @14.4 HORIZONTALES Mc.102 (D)	-1.45
P4	1	1.70	1.70	0.35	10Ø12mm @17.7 VERTICALES Mc.103 (D) 10Ø12mm @17.7 HORIZONTALES Mc.103 (D)	-1.45

Imagen 97. Cuadro de zapatas del caso de estudio

- De acuerdo a lo detallado en el plano estructural, se verifica el acero mínimo a flexión del elemento.

Zapatas

Zapata Tipo	B (m)	L (m)	H (m)	AsminX (cm²)	AsminY (cm²)	φX (mm)	Cantidad X	AsX colocado (cm²)	AsminX<AsX
1	1	1	0.2	3.6	3.6	10	5	3.93	Ok
2	1.2	1.2	0.25	5.4	5.4	10	7	5.50	Ok
3	1.4	1.4	0.3	7.56	7.56	10	10	7.85	Ok
4	1.7	1.7	0.35	10.71	10.71	12	10	11.31	Ok
5				0	0			0.00	Ok

Zapata Tipo	φY (mm)	Cantidad Y	AsY colocado (cm²)	AsminY<AsY
1	10	5	3.93	Ok
2	10	7	5.50	Ok
3	10	10	7.85	Ok
4	12	10	11.31	Ok
5			0.00	Ok

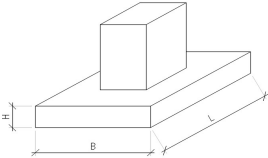


Imagen 98. Cuantía mínima a flexión en zapatas.

5.2.8 Refuerzo transversal mínimo de los elementos estructurales.

En función de las características geométricas de las vigas se obtienen las dimensiones de las zonas protegidas, los espaciamientos máximos entre estribos, permitiéndonos controlar de esta forma el detallamiento básico del elemento estructural.

Adicionalmente se incluye el cálculo de la longitud de desarrollo para las barras en las zonas de traslape, en función de los diversos diámetros.

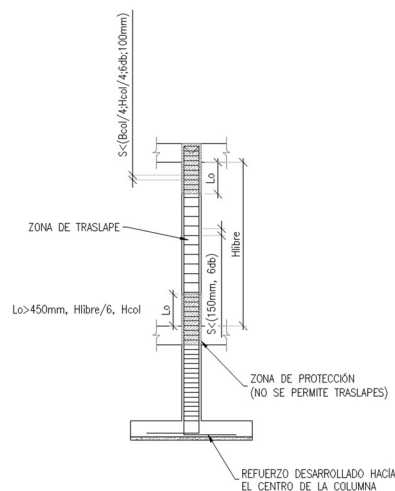
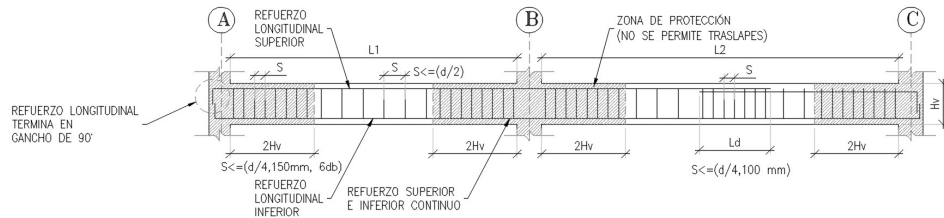


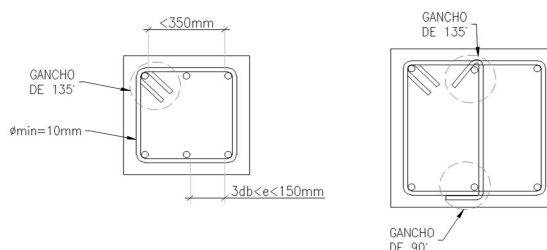
Imagen 100. Refuerzo Transversal en columnas.

5.2.9 Estribos y trabas

A continuación, se presenta el cálculo de la longitud de desarrollo de embebido en tracción para ganchos y las características geométricas a tomar en cuenta para la elaboración de estribos y trabas, en función de los diferentes diámetros de las barras.

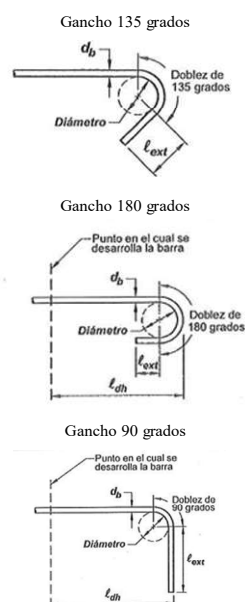
Detallamiento estructural

Estribos



Gancho de 135 grados

Tipo	db (mm)	Diametro Int(mm)	lex(mm)
135	10	40	75
	12	48	75
	14	56	84
	16	64	96
180	10	60	65
	12	72	65
	14	84	65
	16	96	65
	18	108	72
	20	120	80
90	22	132	88
	25	150	100
	10	60	120
	12	72	144
	14	84	168
	16	96	192
	18	108	216
	20	120	240
	22	132	264
	25	150	300



Longitud de desarrollo para gancho (ldh)

ϕ (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25
ldh	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.16	0.18	0.20

Imagen 101. Estribos y trabas.

6 Capítulo 6

6.1 Conclusiones

- La metodología aquí desarrollada intenta agilizar el proceso de revisión estructural, para aquellas edificaciones para las que generalmente no se exige memoria de cálculo estructural.
- La implementación de una metodología no solo mejora la calidad de las revisiones, sino que también fortalece la capacidad de gestión de los municipios pequeños, evitando que los criterios de verificación de un diseño estructural dependan exclusivamente del criterio individual de un técnico.
- En Ecuador, los procesos de revisión estructural se encuentran menos desarrollados en comparación con países vecinos como Chile y Colombia, donde se han implementado procedimientos mejor sistematizados y más rigurosos para la verificación del diseño estructural. Esta situación evidencia la necesidad de fortalecer y estandarizar los mecanismos de revisión en nuestro país, especialmente en los municipios de menor tamaño como el de la ciudad de Latacunga.
- La revisión estructural en países como Chile y Colombia demuestra la necesidad de adoptar procesos más rigurosos en Ecuador, especialmente en municipios de ciudades pequeñas.
- La metodología puede servir como una herramienta pedagógica, facilitando la comprensión y aplicación práctica de la normativa.
- La metodología propuesta permite verificar de manera ágil el cumplimiento de los lineamientos de la NEC-15 y del ACI 318-19, asegurando implícitamente los objetivos esenciales de ambos códigos: seguridad, durabilidad y funcionalidad.
- Las dimensiones de las zapatas dependen directamente de las características del terreno por lo tanto se vuelve indispensable contar con un estudio de suelos.
- Para el dimensionamiento mínimo de las zapatas no se encontró un parámetro mínimo dimensional, dependiendo de forma directa de las características del terreno y las cargas transmitidas de la superestructura.
- La metodología no solo contribuye a la seguridad estructural, sino también a la eficiencia administrativa, al proporcionar un esquema de revisión ordenado y verificable en base la normativa vigente.

6.2 Recomendaciones

- La aplicación de esta metodología no reemplaza a una memoria de cálculo completa, pero es una herramienta para complementar la revisión.
- Para considerar los valores de sobrecarga muerta se recomienda realizar un análisis más exhaustivo en función de los materiales empleados en la edificación.
- Verificar que en viviendas con linderos próximos se deje el espacio de la deriva inelástica entre edificaciones.
- Debido a que para estructuras menores a 3 pisos o 9 metros de altura no se exige la memoria estructural, al menos se debería colocar en los planos las cargas consideradas y las características de los materiales empleados en el diseño.

- Extender la metodología a edificaciones de más de tres pisos y a otros sistemas estructurales (muros portantes, estructuras metálicas), ajustando los parámetros de revisión según la normativa correspondiente.

7 Bibliografía

- ACI 318. (2019). Requisitos de Reglamento para concreto estructural.
- Acuña, J., & Cruz, Y. (2020). Propuesta metodológica para la ejecución de la interventoría técnica de diseños estructurales de edificaciones en acero según norma NSR-10. Bogotá: Universidad Distrital Francisco José de Caldas.
- Aguiar, R., & Del Castillo, F. (2019). Que significa una deriva de piso inelástica ligeramente superior al dos por ciento . Revista interacional de Ingeniería de Estructuras.
- CAE-P. (2025). Certificado de Conformidad para Proyectos Técnicos de Ingeniería Estructural. Obtenido de <https://www.ecp.ec/ingenieria/>
- Celi, C., Pantoja, J., Ayala, C., & Sosa, D. (2016). Capacity Curves of Structural Typologies of Quito- Ecuador, Project GEM- SARA. Quito, Ecuador: Escuela Politécnica Nacional.
- Chopra. (2017). Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering (5th ed.). *University of California at Berkeley*. Estados Unidos: Pearson Education.
- DEGEDE INGENIERÍA. (2025). Revisión Estructural. Obtenido de <https://www.degede.cl/copia-de-ingenieria-estructural>
- ENGICAL. (2025). Revisión estructural. Chile. Obtenido de <https://engical.cl/revision-estructural/>
- Espín, B., & Tinoco, R. (2020). Análisis por desempeño en la ampliación de edificaciones construidas de manera informal en el barrio San Juan de la ciudad de Quito. Ecuador: UCE.
- Herrera, M. (2017). Validación estructural de una vivienda propuesta por la empresa KUBIEC-CONDUIT, mediante estudios analítico experimentales.
- Hibbeler. (2016). Análisis estructural (9.ª ed.). Pearson Educación.
- IG-EPN. (2025). Mapa digital interactivo de peligro sísmico para Ecuador. Quito, Ecuador. Obtenido de <https://www.igepn.edu.ec/mapas/peligro-sismico/mapa-peligro-sismico.html>
- Jiménez Montoya, Morán Cabré, & Arroyo Fernández. (s.f.). Hormigón armado (16.ª ed.). España: Gustavo Gili.
- Maldonado Morales, G. (2024). Análisis y comparación de la amenaza sísmica en el territorio fronterizo de Ecuador y Colombia. Quito, Ecuador.
- Martínez , J. (2006). Concreto armado: Fundamentos del diseño y análisis de estructuras (3.ª ed.). Limusa.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2019). Manual para la regulación de procesos constructivos. *Primera Edición*. Quito, Ecuador.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (Febrero de 2019). Manual para la Regulación de Procesos Constructivos: Enfoque. Quito, Ecuador.

- Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile. (2017). Resumen de modificaciones y rectificaciones de la ordenanza general de Urbanismo y construcciones. Obtenido de https://www.minvu.gob.cl/wp-content/uploads/2019/05/OGUC-Junio-2025-D.S.-02-D.O.-23.06.25-y-Rectificacion-D.O.-27.06.25_equipamientos-de-Salud_04-07-2025-version-revisada-por-JAV.pdf
- Ministerio de vivienda y urbanismo de Chile. (2023). Registro Nacional de revisores de proyectos de calculo estructural. Chile.
- Municipio de Latacunga. (2025). Datos Generales. Obtenido de <https://www.latacunga.gob.ec/es/latacunga/demografia.html>
- NEC-SE-CG. (2015). Cargas (No sísmicas). Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI).
- NEC-SE-DS. (2015). Peligro Sísmico, Diseño Sismo Resistente. Quito, Ecuador: Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-HM. (2015). Estructuras de hormigón armado. *Norma Ecuatoriana de la construcción*. Ecuador.
- NEC-SE-HM. (2015). NEC-SE-HM. *Estructuras de hormigón armado*. Ecuador.
- Nelson, & McCormac. (2015). Diseño de estructuras de concreto reforzado (9.^a ed.). Pearson Educación.
- NSR-10. (2010). NSR-10. *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Ramos Castillo, L. (2025). Diseño Avanzado de Hormigón Armado. *Maestría en Ingeniería Civil, PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR*.
- Singaicho Armas, J. (2009). Mapa de máximas intensidades sísmicas del Ecuador criterios estructurales para mejorar la estimación de intensidades. Quito, Ecuador. Obtenido de <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/1593>