



UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA INGENIERÍA CIVIL

“DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE $f_c \geq 210$ KG/CM², MODIFICADO CON
POLVO DE NEUMÁTICOS, PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 5
PISOS DE HORMIGÓN ARMADO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS
DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO(A) CIVIL

AUTORES:

BERNABÉ SUÁREZ LADY LORENA

CATUTO BELTRÁN LISBETH IVONNE

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PhD.

La Libertad, Ecuador

Agosto, 2021

**UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA
DE SANTA ELENA FACULTAD DE
CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CARRERA
INGENIERÍA CIVIL**

“DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE $f_c \geq 210$ KG/CM², MODIFICADO
CON POLVO DE NEUMÁTICOS, PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN
EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO QUE CUMPLA CON LOS
REQUISITOS ESTABLECIDOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA
CONSTRUCCIÓN (NEC)”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

BERNABÉ SUÁREZ LADY LORENA

CATUTO BELTRÁN LISBETH IVONNE

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PhD.

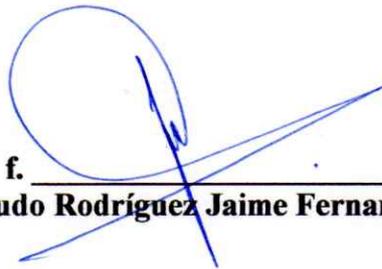
La Libertad, Ecuador

Agosto, 2021

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Bernabé Suárez Lady Lorena** y **Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne**, como requerimiento para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

TUTOR



f. _____
Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PhD.

DIRECTOR DE LA CARRERA



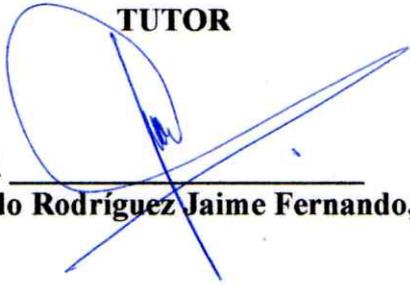
f. _____
Ing. Jonny Villao Borbor, MSc.

La Libertad, a los 30 del mes de agosto del año 2021.

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación “DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE $f'c \geq 210$ KG/CM², MODIFICADO CON POLVO DE NEUMÁTICOS, PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)”, elaborado por la Sra. BERNABÉ SUÁREZ LADY LORENA y la Srta. CATUTO BELTRÁN LISBETH IVONNE, egresado de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero/s Civil/les, me permito declarar que luego de haberla dirigido, estudiado y revisado, la apruebo en su totalidad.

TUTOR

f. 
Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PhD.

La Libertad, a los 30 del mes de agosto del año 2021.

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, **Bernabé Suárez Lady Lorena**

Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne

DECLARO/DECLARAMOS QUE:

El Trabajo de Titulación, “**Diseño de hormigón estructural de $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$, modificado con polvo de neumáticos, para el análisis y diseño sísmico de un edificio de 5 pisos de hormigón armado que cumpla con los requisitos establecidos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)**”, previo a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**, ha sido desarrollado respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan en el documento, cuyas fuentes se incorporan en las referencias o bibliografías. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, nos responsabilizamos del contenido, veracidad y alcance del Trabajo de Titulación referido.

La Libertad, a los 30 del mes de agosto del año 2021.

LAS AUTORAS

f. 

Bernabé Suárez Lady Lorena

f. 

Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne

AUTORIZACIÓN

Yo/Nosotros, **Bernabé Suárez Lady Lorena**

Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne

Autorizamos a la Universidad Península de Santa Elena la **publicación** en la biblioteca de la Institución del Trabajo de Titulación “**Diseño de hormigón estructural de $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$, modificado con polvo de neumáticos, para el análisis y diseño sísmico de un edificio de 5 pisos de hormigón armado que cumpla con los requisitos establecidos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

La Libertad, a los 30 del mes de agosto del año 2021.

LAS AUTORAS

f. 

Bernabé Suárez Lady Lorena

f. 

Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne

CERTIFICADO DE REVISIÓN DE LA REDACCIÓN Y ORTOGRAFÍA

Yo, Magíster. Oswaldo Flavio Castillo Beltrán. Certifico: que he revisado la redacción y ortografía del contenido, trabajo de investigación: **“DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE $f_c \geq 210$ KG/CM², MODIFICADO CON POLVO DE NEUMÁTICOS, PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)”**, elaborado por las egresadas. Bernabé Suárez Lady Lorena y Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne, previo a la obtención del título de: **INGENIERA CIVIL**.

Para efecto he procedido a leer y analizar de manera profunda el estilo y la forma del contenido del texto:

- Se denota pulcritud en la escritura en todas sus partes
- La acentuación es precisa
- Se utilizan los signos de puntuación de manera acertada
- En todos los ejes temáticos se evita los vicios de dicción
- Hay concreción y exactitud en las ideas
- No incurre en errores en la utilización de las letras
- La aplicación de la Sinonimia es correcta
- Se maneja con conocimiento y precisión de la morfosintaxis
- El lenguaje es pedagógico, académico, sencillo y directo, por lo tanto es de fácil comprensión.

Por lo expuesto y en uso de mis derechos como Magíster en Docencia y Gerencia en Educación Superior, recomiendo la VALIDEZ ORTOGRÁFICA de su trabajo de investigación previo a la obtención del Título de Ingeniera Civil y deja a vuestra consideración el certificado de rigor para los efectos legales correspondientes.

Atentamente,



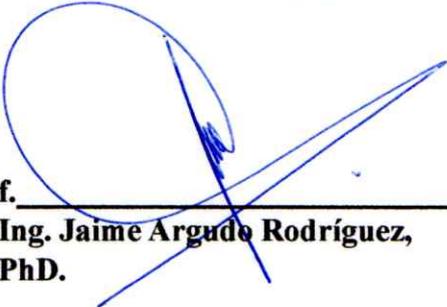
Dr. Oswaldo Castillo Beltrán. Mg
Registro SENESCYT 1006-11-733293
Cuarto Nivel

**CERTIFICADO DE
ANTIPLAGIO**

En mi calidad de Tutor de Trabajo de Titulación modalidad proyecto de investigación ,
“Diseño de hormigón estructural de $f'c \geq 210$ kg/cm², modificado con polvo de neumáticos, para el análisis y diseño sísmico de un edificio de 5 pisos de hormigón armado que cumpla con los requisitos establecidos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC)”, elaborado por las Srtas. **Bernabé Suárez Lady Lorena y Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne** egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema anti plagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con un 4% de la valoración permitida por consiguiente se procede a emitir el siguiente informe.

Adjunto reporte de similitud.

TUTOR


f. _____
Ing. Jaime Argudo Rodríguez,
PhD.

La Libertad, a los 30 días del mes de agosto del año 2021



Document Information

Analyzed document	TESIS para URKUND Revisado JFA.pdf (D112518080)
Submitted	9/13/2021 10:32:00 PM
Submitted by	JAIME F ARGUDO
Submitter email	jargudo@upse.edu.ec
Similarity	4%
Analysis address	jargudo.upse@analysis.orkund.com

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios, por prestarme la vida, la sabiduría, y la inteligencia de llegar al final de mi objetivo.

A mi hijo, Boris Benjamín Bernabé Suárez, por la paciencia y el apoyo incondicional en ésta etapa de mi vida.

A mi mamá, Gladys Adelita Suárez Quirumbay (+), cuyas enseñanzas y recuerdos me permitieron jamás rendirme.

A esos amigos que se convirtieron en familia a lo largo del proceso, a los excelentes docentes que fueron padres y consejeros a lo largo del camino.

Lady Bernabé Suárez

AGRADECIMIENTOS

Gracias Dios por permitirme vivir, aprender y disfrutar de cada momento de este hermoso proceso, poder culminar con una de las metas principales en mi vida la culminación de mi carrera profesional.

No ha sido sencillo el camino, pero gracias a su amor, bondad, comprensión, entendimiento y al apoyo incondicional de mi familia, amigos, de mis ángeles hermosos que están en el cielo que eran los factores que me fortalecían cada vez que mis fuerzas se acaban para poder culminar mis estudios.

Gracias a los maestros que pasaron por cada una de las aulas de clases brindando y compartiendo sus conocimientos, gracias a nuestro tutor de tesis quien siempre estuvo presto para apoyarnos hasta el final de este proyecto.

Lisbeth Catuto Beltrán

DEDICATORIA

El presente proyecto lo dedico a la memoria de Gladys Adelita Suárez Quirumbay (+), esa mamá que siempre creyó en mí, y en todo lo que podía lograr, su recuerdo, sus enseñanzas y esa promesa, me dieron el valor de seguir y alcanzar esta meta

Lady Bernabé Suárez

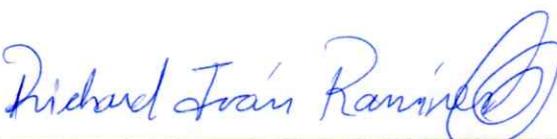
DEDICATORIA

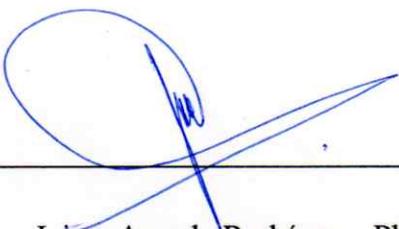
Este proyecto se lo dedico a Dios por brindarme la sabiduría necesaria y forjar el camino hacia la meta, a mi familia, amigos que con el paso del tiempo se convirtieron en mi familia por inculcarme los valores logrando fortalecerme en el proceso de mi carrera universitaria.

Lisbeth Catuto Beltrán.

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Jonny Raúl Villao Borbor, MSc.
DIRECTOR DE CARRERA

f. 
Ing. Richard Ramírez Palma, MSc.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Jaime Argudo Rodríguez, PhD.
DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcívar, Mg.
DOCENTE GUÍA DE LA UIC Y SECRETARIA

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	II
APROBACIÓN DEL TUTOR.....	III
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD.....	IV
AUTORIZACIÓN.....	V
CERTIFICADO GRAMATÓLOGO	VI
CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO.....	VII
TUTOR	VII
AGRADECIMIENTOS	IX
DEDICATORIA	XI
TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN	XIII
ÍNDICE GENERAL.....	XIV
ÍNDICE DE TABLAS	XXI
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XXIV
RESUMEN.....	XXVII
ABSTRACT	XXVIII
Introducción	XXIX
Capítulo I.....	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Planteamiento del Problema.....	2
1.3. Objetivos de la Investigación	4
1.3.1. Objetivo General.	4

1.3.2.	Objetivos Específicos	4
1.4.	Alcance.....	5
1.5.	Justificación.....	5
1.6.	Hipótesis del Trabajo	6
1.7.	Variable.....	7
1.7.1.	Variable independiente	7
1.7.2.	Variable Dependiente	7
1.8.	Metodología	7
	Capitulo II	8
2.	Marco Teórico.....	8
2.1.	Fundamentación Teórica.....	8
2.2.	Componentes del Hormigón	9
2.2.1.	Cemento Portland	9
2.2.2.	Agregados o Áridos	9
2.2.3.	Propiedades mecánicas del Hormigón	10
2.3.	Acero de refuerzo.....	10
2.3.1.	Propiedades mecánicas del acero de refuerzo	10
2.4.	Análisis Lineal de Estructuras de Hormigón Armado	13
2.4.1.	Estructura.....	13
2.4.2.	Fuerzas sísmicas de diseño.....	13
2.4.3.	Carga muerta	13
2.4.4.	Carga viva.....	13
2.4.5.	Acelerogramas.....	14

2.4.6.	Factor de importancia.....	14
2.4.7.	Cortante basal de diseño.....	14
2.4.8.	Deriva de piso.....	14
2.4.9.	Ductilidad.....	14
2.4.10.	Espectro de respuesta para diseño.....	15
2.4.11.	Período de vibración.....	15
2.4.12.	Período de vibración fundamental.....	15
2.4.13.	Sismo de diseño.....	15
2.4.14.	Factor Z.....	15
2.4.15.	Vulnerabilidad Sísmica.....	15
2.4.16.	Estados Límites de Falla.....	17
2.4.17.	Conexión Viga – Columna.....	17
2.4.18.	Método de Diseño de Elementos de Acero: Método LRFD.....	18
2.4.19.	Definición de Estados de Carga Sísmica.....	19
2.5.	Caucho.....	20
2.5.1.	Caucho Natural.....	20
2.5.2.	Caucho Sintético.....	21
2.6.	Polvo de neumáticos de caucho.....	22
2.7.	Ingeniería estructural de Detalle.....	25
2.8.	Filosofía de diseño sismo resistente.....	25
2.9.	Propiedades mecánicas del hormigón con caucho.....	26
2.9.1.	Densidad.....	26
2.9.2.	Carbonatación.....	27

2.9.3.	Tenacidad	27
2.9.4.	Absorción y porosidad.....	27
2.9.5.	Módulo de elasticidad.....	28
2.9.6.	Resistencia a la compresión.....	29
2.9.7.	Resistencia a la flexión.....	30
2.10.	Estadísticas de los diferentes análisis del hormigón modificado con caucho. 31	
Capítulo III.....		37
3.	Marco Metodológico.....	37
3.1.	Dosificación de la mezcla de Hormigón Simple.....	37
3.1.1.	Parámetros de Resistencia del hormigón a compresión	37
3.1.2.	Parámetros del hormigón a flexión.....	38
3.2.	Hormigón estructural	41
3.2.1.	Resistencia.....	41
3.2.2.	Módulo de ruptura	43
3.2.3.	Reducción de resistencia para hormigón liviano.....	44
3.3.	Acero de Refuerzo.....	44
3.3.1.	Refuerzo de acero en test.....	44
3.3.2.	Refuerzo De Acero En Diseño De Edificio.....	45
3.4.	Diseño De Viga (Test)	45
3.4.1.	Propiedades Mecánicas del hormigón estructural	45
3.4.2.	Cálculo de Inercia.....	47
3.4.3.	Módulo de Elasticidad a partir de la relación carga-deformación ($P\delta$).....	49

3.5.	Diseño sismo resistente de la estructura.....	50
3.5.1.	Cargas Aplicadas y su Combinación.....	51
3.5.2.	Definición de zona sísmica y tipo de suelo del proyecto	51
3.5.3.	Tipo de uso y coeficientes de sitio	52
3.5.4.	Componentes horizontales de la carga sísmica	53
	Capítulo IV.....	55
4.	Diseño Sismo Resistente	55
4.1	. Dosificación de las Mezclas de Hormigón normal y con polvo de neumáticos de caucho.....	55
4.2.	Resistencia a Compresión $f'c$ de hormigón normal.	56
4.3.	Ensayo a Flexión Simplificado de una Viga.....	58
4.3.1.	Dimensionamiento de la Viga.....	59
4.3.2.	Propiedades Mecánicas – Calculadas para la Viga	62
4.3.3.	Cálculos de inercia.	64
4.4.	Metodología del ensayo	65
4.4.1.	Cargas y Momentos.....	67
4.4.2.	Módulo de elasticidad experimental.....	69
	CAPÍTULO V	72
5.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO	72
5.1.	Descripción de la edificación	72
5.1.1.	Materiales.....	75
5.2.	Pre- dimensionamiento de elementos estructurales	75
5.2.1.	Nervios y Losa	76

5.2.2. Vigas Principales (VP).....	76
5.2.3. Vigas Secundarias (VS)	77
5.2.4. Columnas.....	77
5.3. Análisis de la estructura del pre diseño.....	80
5.3.1. Cargas sobre impuestas	80
5.3.2. Cálculo del peso propio de la estructura.....	82
5.4. Diseño Preliminar NEC-2015	86
5.4.1. Inercia Agrietadas.....	86
5.4.2. Combinaciones de Carga.....	86
5.4.3. Cálculo Basal del Pre- Diseño de la estructura.	87
5.4.4. Análisis en el Software ETABS.	93
5.5. Diseño de los elementos Estructurales con ACI 318-19.....	98
5.5.1. Diseño de Viga	98
5.5.1.3. Diseño de elementos a Flexo-Compresión	112
5.5.1.4. Criterio Columna Fuerza- Viga Débil	117
5.5.1.5. Procedimiento de diseño de nudos tipo	119
CONCLUSIONES	122
RECOMENDACIONES	124
BIBLIOGRAFÍA.....	125
ANEXOS.....	128
APENDICE A	128
APENDICE B	131
APÉNDICE C	137

APÉNDICE D 139

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Propiedades de las llantas de diferentes vehículos</i>	1
Tabla 2. <i>Propiedades de la Tracción para Alambres Lisos - Corrugados</i>	12
Tabla 3. <i>Especificaciones Mecánicas del acero</i>	13
Tabla 4. <i>Cuadro Comparativo entre caucho natural y sintético.</i>	22
Tabla 5. <i>Propiedades de polvo de neumáticos de caucho</i>	23
Tabla 6. <i>Parámetros de resistencia del hormigón a la compresión</i>	37
Tabla 7. <i>Parámetros del hormigón a flexión</i>	38
Tabla 8. <i>Propiedades mecánicas alambre corrugado</i>	44
Tabla 9. <i>Propiedades mecánicas varillas corrugadas</i>	45
Tabla 10. <i>Dosificación de Hormigón Normal</i>	55
Tabla 11. <i>Dosificación de Hormigón con remplazo del 10% de polvo de neumáticos de caucho</i>	55
Tabla 12. <i>Resistencia a Compresión $f'c$ de hormigón normal</i>	56
Tabla 13. <i>Resistencia a Compresión $f'c$ de hormigón con reemplazo del 10% de caucho en el agregado fino.</i>	56
Tabla 14. <i>Resistencia a Flexión fr del hormigón normal</i>	57
Tabla 15. <i>Resistencia a Flexión fr del hormigón con reemplazo del 10% de caucho en el agregado fino</i>	57
Tabla 16. <i>Relaciones $f'c$ y fr</i>	57
Tabla 17. <i>Resistencia de test realizados por otros autores</i>	58
Tabla 18. <i>Resultados del ensayo de la viga</i>	60
Tabla 19. <i>Propiedades de la viga ensayada</i>	61
Tabla 20. <i>Cálculos de momentos para test viga</i>	62
Tabla 21. <i>Cálculos de Inercia en viga</i>	64

Tabla 22. <i>Valores obtenidos experimentalmente durante ensayo simplificado de viga a flexión</i>	67
Tabla 23. <i>Descripción de los elementos estructurales</i>	79
Tabla 24. <i>Carga Muerta Sobreimpuesta en pisos 1-4</i>	81
Tabla 25. <i>Carga Muerta Sobreimpuesta en el piso de cubierta</i>	81
Tabla 26. <i>Peso de columnas en cada una de sus pisos</i>	82
Tabla 27. <i>Peso de Vigas Principales en dirección X</i>	83
Tabla 28. <i>Peso de Vigas Principales en dirección Y</i>	84
Tabla 29. <i>Peso de Vigas Secundarias en dirección X</i>	85
Tabla 30. <i>Combinaciones de cargas ingresadas en ETABS.</i>	86
Tabla 31. <i>Masa Participativa</i>	87
Tabla 32. <i>Datos para espectro de diseño</i>	89
Tabla 34. <i>Cortante Basal Nec-2015 Sismo X</i>	91
Tabla 35. <i>Cortante Basal y distribución de fuerzas sísmicas por pisos NEC-SE-DS sismo X</i>	92
Tabla 36. <i>Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por pisos NEC-SE-DS sismo y</i>	92
Tabla 37. <i>Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por pisos NEC-SE-DS sismo Y</i>	93
Tabla 38. <i>Resultados del centro de rigidez en ETABS</i>	94
Tabla 39. <i>Tabla de rigidez en dirección Y</i>	94
Tabla 40. <i>Deriva elástica e inelástica sismo en dirección X</i>	95
Tabla 41. <i>Deriva elástica e inelástica sismo en dirección Y</i>	95
Tabla 42. <i>Datos del Nodo 3 en ETABS</i>	96
Tabla 43. <i>Datos de deriva máxima y deriva promedio</i>	97

Tabla 44. *Cumplimiento de requisitos dimensionales en vigas.*99

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Figura 1. <i>Tipos de ensayo a realizar en ésta investigación</i>	7
Figura 2. <i>Curva Tensión - Deformación</i>	11
Figura 3. <i>Esfuerzo - Deformación de Caucho Natural y Vulcanizado</i>	21
Figura 4. <i>Esquema general para obtención de polvo de neumáticos de caucho</i>	24
Figura 5. <i>Módulo de Elasticidad</i>	28
Figura 6. <i>Curva Esfuerzo - Deformación unitaria Típica del Concreto</i>	29
Figura 7. <i>Resultados de prueba de compresión</i>	30
Figura 8. <i>Resultados de resistencia a flexión</i>	31
Figura 9. <i>Resistencia a la Compresión de Hormigón normal -Hormigón Reemplazado</i>	32
Figura 10. <i>Resistencia a la flexión de Hormigón normal - Hormigón Reemplazado</i>	32
Figura 11. <i>Resistencia a la compresión de Hormigón normal - Hormigón Reemplazado con el 10% y el 30%</i>	33
Figura 12. <i>Módulo de Elasticidad del Hormigón normal – Hormigón Reemplazado con el 10% y 30%</i>	33
Figura 13. <i>Resistencia a Compresión del Hormigón normal – Hormigón Reemplazado con el 5% ,10% y 15% de caucho</i>	34
Figura 14. <i>Resistencia a Compresión del Hormigón normal – Hormigón Reemplazado con el 5% ,10% y 15% de caucho</i>	35
Figura 15. <i>Resistencia a Compresión según el % de caucho reciclado</i>	35
Figura 16. <i>Deformación máxima según el porcentaje de caucho reciclado</i>	36
Figura 17. <i>Diagrama de alzado de la viga</i>	39

Figura 18. <i>Diagrama de deformaciones y esfuerzos en la sección transversal de la viga</i>	40
Figura 19. <i>Diagrama de Momento- Curvatura</i>	41
Figura 20. <i>Gráfico tensión vs deformación</i>	43
Figura 21. <i>Área de acero transformada en tensión</i>	48
Figura 22. <i>Espectro Elástico e inelástico</i>	54
Figura 23. <i>Gráfica carga – Descarga – Recarga – deflexión</i>	66
Figura 24. <i>Curva de deformación</i>	70
Figura 25. <i>Vista de la elevación lateral en la dirección X</i>	73
Figura 26. <i>Vista de planta del edificio residencial</i>	73
Figura 27. <i>Corte de losa A-AA”</i>	74
Figura 28. <i>Corte de losa B-BB”</i>	74
Figura 29. <i>Vista en elevación de la descripción de las dimensiones en la estructura</i>	79
Figura 30. <i>Vista en elevación de columnas y vigas en dirección x.</i>	84
Figura 31. <i>Vista en elevación de vigas principales en dirección Y y vigas secundarias en dirección X</i>	85
Figura 32. <i>Factores de participación Modal</i>	88
Figura 33. <i>Estructura en 3D en ETABS de la edificación</i>	88
Figura 34. <i>Espectro de diseño para Santa Elena de suelo tipo C</i>	89
Figura 35. <i>Desplazamiento del piso 2 causado por un sismo en Y 0.05</i>	97
Figura 36. <i>Envolvente de Momentos Mu del Pórtico del Eje C</i>	100
Figura 37. <i>Envolvente Momentos Mu en la viga principal del eje C en piso 2</i>	100
Figura 38. <i>Áreas de acero requeridas para la viga del Eje C, Piso 2</i>	104
Figura39. <i>Acero Provisto en secciones de la viga del Eje C en el Piso 2</i>	105

Figura 40. <i>Sección de vigas de los ejes 1 y 2</i>	105
Figura 41. <i>Sección de Vigas de los ejes 2 y 3</i>	105
Figura 42. <i>Viga secundaria en los ejes B-C-D</i>	106
Figura 43. <i>Cargas W_u y P_u sobre la viga principal del Piso 2 en el Eje C entre Ejes 2 y 3</i>	108
Figura 44. <i>Separación de estribos en la zona 2H</i>	111
Figura 45. <i>Diagrama de interacción para el diseño de la columna C2 en el Piso 2.</i>	113
Figura 46. <i>Detallamiento de columna tipo</i>	115
Figura 47. <i>Verificación de Conexión Interior</i>	119

“DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE $f'c \geq 210$ KG/CM², MODIFICADO CON POLVO DE NEUMÁTICOS, PARA EL ANALISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)”

Autor: Bernabé Suárez Lady Lorena

Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne

Tutor: Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PhD.

RESUMEN

El trabajo tiene como objetivo el estudio de las propiedades mecánicas de un hormigón modificado en su agregado fino con el 10% polvo de neumáticos de caucho y su uso como hormigón estructural en el diseño sismo-resistente de una edificación residencial.

Esta investigación incluye el análisis de la disminución de las propiedades mecánicas de resistencia y elasticidad del hormigón, mediante el uso de factores de modificación de resistencia a la compresión y tensión, así como, del módulo de elasticidad.

Se somete a la estructura a un análisis sísmico usando el método de cargas estática equivalentes y se la diseña conforme los requerimientos de la Sección 18 del ACI 318-19 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción vigente (NEC-SE-DS-2015).

El diseño se ejecuta con criterio conservador para tomar en cuenta la probable pérdida de ductilidad del hormigón por la pérdida de elasticidad y resistencia originada en la inclusión de polvo de neumáticos de caucho en la mezcla. Se concluye que es posible usar con seguridad sísmica, un porcentaje pequeño de polvo fino de caucho no mayor al 10%, en el hormigón estructural; pero, que esto conllevaría un aumento del volumen de hormigón y el incremento del 7% del costo de construcción.

Palabras Claves: Diseño Sísmico, Hormigón Armado, Polvo Caucho, NEC-SE-DS.

"MODIFIED RUBBER-POWDER CONCRETE ($f_c' \geq 210 \text{ KG / CM}^2$) AND ITS USE FOR EARTHQUAKE DESIGN OF A 4-STORY REINFORCED CONCRETE BUILDING, ACCORDING TO THE ECUADORIAN SEISMIC DESIGN CODE PROVISSIONS (NEC-SE-DS-2015)."

Autor: Bernabé Suárez Lady Lorena

Catuto Beltrán Lisbeth Ivonne

Tutor: Ing. Argudo Rodríguez Jaime Fernando, PhD.

ABSTRACT

The objective of this work is to study the mechanical properties of concrete modified with 10% rubber powder as a substitute for fine aggregates in its concrete mix; and, use of such material as structural concrete with earthquake-resistant design in a residential building.

This research includes the analysis of mechanical properties of the material with strength and elasticity of concrete reduction, using modifying factors for compressive and flexural tensile strengths, as well as for its modulus of elasticity.

The structure is subjected to a seismic analysis using the equivalent lateral static loads method and is designed in accordance with the requirements of Section 18 of ACI 318-19 and the current Ecuadorian Construction Standard (NEC-SE-DS-2015).

The design is carried out with conservative criteria to take account for the probable loss of ductility of the concrete due to the loss of material's elasticity and strength caused by the inclusion of rubber powder in the mix. It is concluded that it is feasible to obtain a safe earthquake design by using a small percentage of fine rubber powder, not greater than 10%, in structural concrete. However, this would lead to a increase in structural concrete volume and its related increase in 7% construction costs.

Key Words: Seismic Design, Structural Concrete, Rubber Powder, NEC-SE-DS.

Introducción

El hormigón estructural es sin duda, uno de los materiales de construcción más empleado en la actualidad, uso que se debe a sus prestaciones de rapidez, economía y durabilidad. Se define como hormigón a la mezcla de cemento, árido grueso, árido fino y agua, en las proporciones adecuadas (con o sin la incorporación de aditivos o adiciones) que desarrolla sus propiedades por endurecimiento de la pasta de cemento (cemento y agua), hasta alcanzar la resistencia requerida en su diseño.

La fluidez que éste alcance dependerá de manera directa del contenido de agua de la mezcla, entre tanto su plasticidad del porcentaje de agregados finos que posea facilitando la colocación en obra del mismo, previo fraguado, siendo ambas propiedades posibles de manejar a base de aditivos químicos.

A través del tiempo, estudios, análisis de laboratorio y la experiencia del uso de esta mezcla, se han logrado obtener una amplia variedad de hormigones. A continuación, se enlistan las mezclas más relevantes usadas en el sector de la construcción:

- Hormigón en Masa.
- Hormigón Ciclópeo.
- Hormigón Ligero.
- Hormigón Armado.
- Hormigón Pretensado.

En el mercado nacional, existe una amplia variedad de tipos de cemento, cuyas propiedades mecánicas permiten que sean utilizados en función de los parámetros establecidos en obra. Motivo por el cual, es necesaria una constante investigación de las innovaciones de éstos, y de la utilidad de las mismas en el ámbito práctico y funcional.

En el presente estudio se realiza el diseño de una mezcla de hormigón, siguiendo los parámetros establecidos en la norma ASTM C 33 (Dosificación de mezclas de hormigón), la misma que deberá alcanzar una resistencia a la compresión equivalente $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$, el mismo tendrá como variante el reemplazo del 10% de su composición equivalente en agregados finos, por polvo de neumáticos de caucho usados, de tal manera que su resistencia no se vea afectada significativamente. Así, se propone una solución sostenible a la contaminación que provoca el desecho de neumáticos usados, los mismos que afectan en grandes proporciones el ecosistema que nos rodea, adicionalmente se podría amortiguar en parte la sobreexplotación de agregados provenientes de canteras, lo cual genera desestabilización de los ecosistemas que rodean dichos yacimientos naturales.

Al ser un país que por su ubicación geográfica posee una sismicidad elevada, se propone la elaboración de este hormigón de tal manera, que cumpla con los parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), capítulos NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas y NEC-SE-DS: Peligro Sísmico, Diseño Sismo-resistente. Particularmente, se usa el método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF) de la Sección 6 de NEC-SE-DS-2015. Para el diseño de este método, se usa el Espectro de Respuesta para el Cantón La Libertad.

De esta manera se realiza el modelamiento de un edificio de 5 plantas con pórticos especiales que cumpla con los requisitos mínimos establecidos en la norma antes mencionada.

Capítulo I

1.1. Antecedentes

En Ecuador anualmente se desechan un aproximado de 2'400.000 neumáticos, muchos de ellos terminan en los bordes de las carreteras, terrenos baldíos o cuerpos de agua. Los neumáticos figuran entre los contaminantes plásticos más habituales del planeta, según el estudio realizado por Pieter (2017), se estima que los neumáticos representan hasta un 10% del total de los micro-plásticos presentes en los mares del mundo, entre tanto, la Unión Internacional para la Conservación de la Naturaleza (2017), sitúa la cifra en un 28%.

La producción de neumáticos aún tiene grandes consecuencias medioambientales, como la deforestación continua, el empleo de combustibles fósiles perjudiciales en la fabricación de caucho sintéticos o el proceso de ensamblajes. La fabricación de neumáticos modernos para vehículos livianos gasta alrededor de 32 litros de petróleo, mientras que los neumáticos de los vehículos pesados consumen 100 litros.

Tabla 1.

Propiedades de las llantas de diferentes vehículos

Las llantas de automóvil están formadas por:		
Elastómero SBR*70%	Alambres de acero "armónico " 15%	Fibras textiles 15%
Llantas de camiones para transporte:		
Elastómero NR*70%	Alambres de acero "armónico " 31%	Fibras textiles 1%
Llantas de maquinaria para excavación (preparación del terreno):		
Elastómero SBR*70%	Alambres de acero "armónico " 15%	Fibras textiles 15%
Llantas de maquinaria agrícola:		
Elastómero NR*70%	Alambres de acero "armónico " 5%	Fibras textiles 25%

Fuente: Kole, Löhr et al. (2017)

Históricamente, las llantas se han desechado y “reutilizado” como combustible por algunas industrias. Esto es porque, por un lado, a nadie le interesa conservar llantas; y, por otro lado, aunque el caucho de las llantas es muy difícil de encender, una vez que prenden sus llamas son muy difíciles de apagar, convirtiéndolas en un combustible barato e ideal para algunos hornos industriales que dependen de estar encendidos las 24 horas los 365 días del año. La quema de llantas genera contaminantes extremadamente nocivos para la salud y gases que contribuyen al calentamiento global. Por medio de estudios médicos se ha demostrado que el humo de las llantas causa entre otros males: cáncer, enfermedades mutagénicas, asma, enfermedades bronquiales y pulmonares, estrés, contaminación visual, del aire y de los mantos freáticos.

Por todo esto, es necesario que se tome conciencia del gran daño que produce el desecho indiscriminado de este producto, y a la vez se necesita tomar las medidas adecuadas y con la concienciación de la ciudadanía.

Y es por eso, que el presente trabajo de titulación pretende de alguna manera generar un aporte a la disminución de la contaminación que producen los neumáticos y darle un uso de manera sostenible a los desechos generados.

1.2. Planteamiento del Problema

La contaminación que se ejerce al planeta causado por el desecho de los neumáticos implica cifras significativas que requieren concienciación y acciones inmediatas por parte de todos los ciudadanos, tomando en cuenta que éstos desechos tardan aproximadamente 600 años en descomponerse en la naturaleza; situación que obliga a encontrar alternativas diferentes a las vías clásicas de eliminación, como la incineración y el depósito no controlado, ya que estas son peligrosas, no solo debido a una potencial amenaza ambiental al riesgo de fuego y a la generación de

enfermedades ya que se convierten en refugio para roedores e insectos. Es por ello, que se propone reutilizar o reciclar los neumáticos con el fin de reducir el impacto ambiental que éstos provocan.

En los últimos años, la demanda de autos se ha incrementado en grandes magnitudes en todo el país, es por ello que uno de los elementos que está ligado directamente a este problema, es el aumento considerable de neumáticos fuera de uso.

Por tal motivo, cabe indicar, que es indispensable establecer un adecuado control para identificar los lugares y el porcentaje de neumáticos fuera de uso que se generan dentro del país. En consecuencia, la falta de información hace que éste sea un problema actual que influye directamente con la calidad de vida de los habitantes.

Por otra parte, cómo es de conocimiento público, el Ecuador es un país que posee un alto riesgo sísmico, se encuentra geográficamente situado sobre la región conocida como el Cinturón de Fuego del Pacífico, zona en la cual se generan el 80% de sismos a nivel mundial.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-2015), es un conjunto de normas que tienen como su principal alcance la definición de los niveles de seguridad y desempeño sísmico mínimos para las estructuras; especificando parámetros, objetivos y procedimientos con base al criterio de permitir el diseño de edificaciones que garanticen seguridad de vida y control daño ante las cargas aplicadas; y, calidad en la construcción.

De este modo, los proyectos arquitectónicos y los procesos de construcción deberán observar las condiciones o parámetros establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción cuyos capítulos se definen a continuación:

- NEC-SE-CG: Cargas No Sísmicas (NEC-2015)
- NEC-SE-DS: Peligro Sísmico y Diseño Sismo-resistente
- NEC-SE-RE: Rehabilitación Sísmica de Estructuras

- NEC-SE-GC: Geotecnia y Diseño de Cimentaciones
- NEC-SE-HM: Hormigón Armado de uso Estructural
- NEC-SE-MP: Mampostería Armada de uso Estructural

En los últimos años el país se ha visto afectado por la presencia de eventos sísmicos de gran magnitud, lo cual ha puesto en clara evidencia la deficiencia de los procesos constructivos con respecto al déficit de edificaciones sismo resistente.

Luego, surge la necesidad de incentivar la investigación, experimentación e innovación de materiales de construcción ya existentes, para poder introducir y reutilizar el polvo caucho, de tal manera que puedan ayudar a reducir las alarmantes cifras de afectación al medio ambiente que generan.

Esto sin producir una disminución en la calidad de la construcción para que sean realmente funcionales y aplicables para el entorno que rodea el país.

1.3.Objetivos de la Investigación

1.3.1. Objetivo General.

Elaborar hormigón estructural modificado con una resistencia a la compresión de $f'c \geq 210$ kg/cm², reemplazando el 10% del agregado fino correspondiente según norma ASTM C33, por polvo de neumáticos de caucho.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Modelar un edificio de 5 plantas de uso habitacional, utilizando hormigón estructural modificado con polvo de neumáticos de caucho usados, en el software estructural ETABS versión 2016, que cumpla con los requisitos mínimos establecidos en la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC).
- Analizar si es económicamente factible el uso de polvo de neumáticos de caucho usados como reemplazo del 10% del agregado fino de la composición de un hormigón estructural, tal como lo indica la norma ASTM (C33).

- Precisar el sistema estructural tipo del proyecto.

1.4. Alcance

El estudio abarca el diseño de una edificación de cuatro plantas con un sistema de pórticos especiales, con hormigón estructural modificado con una resistencia a la compresión de $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$, reemplazando el 10% del agregado fino correspondiente según norma ASTM C33, por polvo de neumáticos de caucho.

La investigación incluye:

- Diseño de una mezcla de hormigón y sus respectivas dosificaciones para alcanzar una resistencia $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$.
- Comprobación de esfuerzos a compresión de mezcla teórica obtenida.
- Diseño sísmico conforme las normas NEC-SE-DS-2015 y ACI 318 – 19, Capítulo 18, por el método estático equivalente, para un diseño basado en las fuerzas sísmicas, usando como herramienta adicional el modelo matemático mediante el software ETABS 2016.

1.5. Justificación

El ser humano desde su inicio y por interés en la investigación comenzó a ejercer la ingeniería como parte de su vida, cada vez se va incrementando la necesidad del hombre de buscar nuevas formas de hábitat, con el pasar del tiempo el sistema constructivo se va reformando obteniendo nuevos métodos de construcción que sean seguros y favorables para nuestro medio ambiente.

La preocupación que existe por el medio ambiente, provoca que la mayoría de las empresas estén sustituyendo sus materias primas tradicionales por nuevos materiales reciclados, es importante recalcar que mientras más se utilizan productos que luego se desechan, se requiere de mayores recursos naturales de nuestro planeta para volverlos a fabricar. Por esta razón, es fundamental realizar un estudio con el fin de desarrollar

nuevas alternativas que permiten reciclar y reutilizar el caucho de los neumáticos, para que de esta forma se ayude con la disminución de éstos y se encuentre nuevas alternativas de utilidad de los mismos.

En este estudio se plantea modelar un pórtico especial que sea sismo resistente de cinco plantas. Por ese motivo esta investigación se enmarca en el objetivo fundamental del reemplazo del 10% del agregado fino de la composición de un hormigón estructural utilizando un hormigón de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ con nuevos materiales e innovadores, como es la utilización del polvo de neumáticos de caucho usados. De esta manera se pretende estudiar las propiedades y resistencia del mismo y mediante un proceso de análisis se obtienen resultados que permiten determinar la factibilidad y los beneficios que este nuevo elemento conseguirá dentro del campo de la construcción.

Al establecer la factibilidad en la reutilización de los neumáticos en la elaboración del hormigón para la estructura del pórtico especial, se generará un avance investigativo, que favorecerá no solo a la construcción, sino también se encontrará una solución que permita desaparecer toneladas de neumáticos que año tras año aumentan con la demanda de autos.

También se contará con la ayuda de la informática, para modelar la estructura utilizando el programa ETABS, como herramienta para el análisis previo al diseño usando NEC - 15.

1.6. Hipótesis del Trabajo

Es viable diseñar un edificio sismo resistente de 5 plantas de uso residencial y de interés social con hormigón estructural de resistencia $f'c \geq 210 \text{ kg/cm}^2$, reemplazando el agregado fino por el 10% de polvo de neumáticos de caucho cumpliendo, con las normas NEC -2015 y ACI 318 – 19.

El diseño del sistema constructivo que se propondrá brindará rentabilidad a partir de la reducción de costos de producción que ofrece el material.

1.7. Variable

1.7.1. Variable independiente

Diseño de mezcla de hormigón con polvo de neumáticos de caucho y sus propiedades mecánicas.

1.7.2. Variable Dependiente

Diseño sismo resistente de un edificio residencial, con elementos estructurales de hormigón estructural modificado con polvo de neumáticos de caucho.

1.8. Metodología

La metodología a ser utilizada para el presente Trabajo de Titulación se centra en los siguientes aspectos:

- Recolección de información, investigación documental de proyectos similares e interpretación de normas a cumplir.
- Investigación experimental de propiedades mecánicas del hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho. En esta parte del trabajo se realizarán los siguientes ensayos:

Figura 1.

Tipos de ensayo a realizar en ésta investigación



- Modelamiento de la estructura sismo resistente, según normas sísmicas NEC-SE-DS-2015 Y NEC-SE-HM-2015 (ACI 318-19).

Capítulo II

2. Marco Teórico

2.1. Fundamentación Teórica

Todo hormigón utilizado en cualquier estructura simple o armada, debe cumplir con las condiciones mínimas de diseño. La unión de todos sus ingredientes debe dar como resultado una mezcla homogénea y resistente, para ello cada componente debe cumplir con los parámetros mínimos establecidos en las especificaciones estandarizadas de las normas que rigen el diseño del material.

A lo largo del tiempo, con la evolución de la sociedad y la tecnología, se han realizado una variedad de investigaciones con hormigones modificados. Al modificar el hormigón con un agregado artificial de origen reciclado, el diseño de la mezcla debe ser estudiado para verificar los cambios en las propiedades mecánicas de resistencia y determinar si cumple con el comportamiento físico, químico y mecánico que requiere un concreto de tipo estructural.

Sismo resistencia, es una propiedad que se debe otorgar a cada construcción con el fin de proteger la integridad y la vida de las personas que habitan en ella y a su alrededor. Pueden existir movimientos telúricos de gran magnitud presentando daños menores, pero una estructura que cumpla con parámetros sismo resistentes no colapsa a causa de estos movimientos contribuyendo a que no existan pérdidas de vidas y pérdida total de la infraestructura. Por tal motivo, se debe diseñar con todos los parámetros establecidos en las normas de construcción que rigen en el país, dosificando de manera adecuada los materiales para conseguir la resistencia a los diferentes tipos de movimientos que podrían ocurrir en la vida útil de la estructura.

El análisis estructural pone en evidencia las interacciones entre los distintos sistemas que componen la estructura, la cual debe garantizar el equilibrio; también las dimensiones de los elementos deben ser funcionales y aceptables económicamente.

El concepto de análisis y diseño, no debe ser una receta, debe ser el resultado de la interpretación física, si se sabe cómo funciona una estructura, se puede obtener un modelo analítico y en consecuencia saber cómo se deformará; y finalmente se tendrá un diseño sísmico sustentable.

2.2.Componentes del Hormigón

2.2.1. *Cemento Portland*

El cemento Portland es un cemento hidráulico derivado de la pulverización del Clinker conteniendo sulfato de calcio, piedra caliza; se lo define como cemento hidráulico porque posee la capacidad de fraguar y su endurecimiento se da por reacción química con el agua El mismo que debe cumplir con la norma ASTM C1157.

INEN 2380 (2011), indica que los cementos Tipo GU son para la construcción de diferentes estructuras de hormigón, la adecuada utilización de los cementos permiten elaborar hormigones con la resistencias requeridas para cualquier tipo y tamaño de construcción, pues su resistencia debe cumplir con las especificadas en las Normas INEN 152 (2015), INEN 490 e INEN 2380 (2011).

2.2.2. *Agregados o Áridos*

Agregados o áridos son el conjunto de granos o partículas inertes, que por su origen, tamaño y naturaleza están destinados a ser aglomerantes, y que en presencia del agua y el cemento forman el llamado concreto u hormigón. El peso volumétrico, solidez, resistencia a la abrasión y las características térmicas son propiedades físicas de los agregados que contribuyen a formar la resistencia del hormigón, la durabilidad y el endurecimiento por hidratación del cemento.

Constituyen la mayor parte del volumen de una mezcla del concreto convencional, de ahí la notable influencia que las características de los agregados ejercen sobre el concreto.

2.2.3. Propiedades mecánicas del Hormigón

2.2.3.1. Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión ($f'c$), es la propiedad mecánica más importante del hormigón, la misma que se expresa en términos de esfuerzos en kg/cm^2 o lb/plg^2 , ($1 \text{ Psi} = 0,07 \text{ kg/cm}^2$) o en mega pascales (Mpa).

2.2.3.2. Resistencia a la Flexión

La resistencia a la flexión (f_r), es la propiedad que mide la resistencia de un elemento a la falla producida por el momento flector. El módulo de rotura o resistencia a la flexión varía entre el 10 y el 20% del valor de la resistencia a la compresión. Se mide aplicando las cargas a una viga prismática de $0,15 \times 0,15 \times 0,50$ (m), la misma que se ensaya en un laboratorio según establecido en la norma ASTM C293.

2.2.3.3. Resistencia a la Tracción

Para obtener este parámetro es necesaria la aplicación de esfuerzos en tensión axial, para lo cual se utiliza el método de tracción indirecta normado por el ensayo ASTM C496/C496M-11.

2.3.Acero de refuerzo.

Es un elemento primordial en la construcción de estructuras de concreto reforzado

2.3.1. Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

2.3.1.1.Elasticidad

Es la capacidad que tienen los materiales para poder recuperar su forma y dimensiones iniciales cuando cesa la deformación. Se obtiene mediante lo establecido por la Ley de Hook para esfuerzos axiales. Esta ley indica que cuando las deformaciones son

pequeñas, esta deformación será linealmente proporcional a la carga axial, siendo cumplida rigurosamente por materiales elásticos lineales e incumplida por materiales elásticos no lineales. Esta ley se la expresa por la siguiente ecuación:

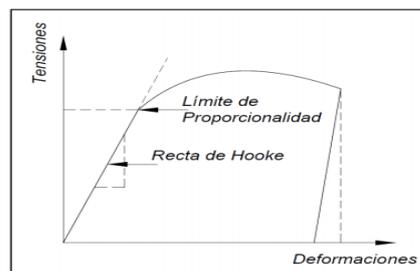
$$\sigma = E/\epsilon \text{ (ecuación 2.1.)}$$

Dónde: E = Es el módulo de elasticidad.

ϵ = Representa la deformación Unitaria

Figura 2

Curva Tensión – Deformación



Fuente: McCormac (Octava Edición)

2.3.1.2. Tenacidad

Es la propiedad que tienen los materiales de absorber grandes cantidades de energía antes de producir una posible ruptura. Los aceros estructurales son materiales tenaces, esto quiere decir, que poseen ductilidad y resistencia (Cárdenas Hernández and Cepeda Isidro, 2016).

En Ingeniería Sísmica, la tenacidad es la habilidad de un material de expresar ductilidad múltiples veces sin fatigarse.

2.3.1.3. Resiliencia

Es la propiedad que cuantifica la cantidad de energía que un material puede absorber al romperse por efecto de un impacto, se diferencia de la tenacidad porque resiliencia se cuantifica y la tenacidad no (Hibbeler, 2004).

En Ingeniería Sísmica, la resiliencia es la habilidad que posee un material para recuperar resistencia después de uno o más ciclos de carga y ductilidad.

2.3.1.4. Dureza

Es la resistencia que tiene un material a la deformación plástica.

2.3.1.5. Plasticidad

Es cuando el material es sometido a una carga por encima del límite plástico sin alcanzar la rotura del mismo.

2.3.1.6. Fragilidad

La fragilidad es la pérdida de resistencia por fractura o rotura del material. Comportamiento mecánico opuesto al de materiales dúctiles; los que sostienen su resistencia a grandes deformaciones plásticas, y solo se rompen cuando alcanzan muy grandes deformaciones y su resistencia a tracción o rotura (F_u).

2.3.1.7. Ductilidad

Es la propiedad que tienen los materiales de experimentar deformaciones plásticas considerables sin romperse y sosteniendo su resistencia.

2.3.1.8. Resistencia última a la tracción.

Es mayor fuerza que se puede aplicar a un material antes de romperse.

Tabla 2.

Propiedades de la Tracción para Alambres Lisos - Corrugados

Grado	Esfuerzo de cedencia o fluencia nominal mínimo f_y (Mpa)	Resistencia a la tracción o rotura mínima f_u (Mpa)	Alargamiento mínimo de rotura (%) $l_o = 10d$
45	440	470	6
50	490	540	5
60	588	640	4

Fuente INEN 1511 (2016)

Tabla 3*Especificaciones Mecánicas del acero*

Límite de fluencia mínimo, MPA (kgf/cm ²)	420(4200)
Límite de tracción o rotura mínimo, MPA (kgf/cm ²)	540(5400)
Alargamiento % mínimo con muestra Lo=200mm	
Diámetro nominal(mm)	%
8-20	14
22-36	12
40	10

Fuente INEN 2167 (2011)

2.4. Análisis Lineal de Estructuras de Hormigón Armado**2.4.1. Estructura**

Es el conjunto de elementos que son analíticamente ensamblados para soportar cargas verticales y sísmicas. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a la edificación.

2.4.2. Fuerzas sísmicas de diseño

Son las fuerzas laterales resultantes, de la distribución vertical del cortante basal de diseño sobre la altura del edificio o estructura.

2.4.3. Carga muerta

Incluye los pesos propios de la estructura, muros, pisos, cubierta, cielos rasos, escaleras, equipos fijos y en general, todas aquellas cargas gravitacionales que no son causadas por la ocupación y uso de la edificación y que deban ser soportadas por esta. Al calcularse debe usarse las densidades reales de los materiales.

2.4.4. Carga viva

Son cargas gravitacionales de ocupación, móviles o movibles que generalmente encierran para el diseñador un mayor grado de incertidumbre. Las cargas vivas o

cargas de servicio, si están adecuadamente escogidas, rara vez serán excedidas durante la vida útil de la estructura.

2.4.5. Acelerogramas.

Serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo. En el registro se destaca la aceleración máxima y la duración de la excitación sísmica.

2.4.6. Factor de importancia.

Coeficiente relativo al tipo de ocupación o uso de la estructura.

2.4.7. Cortante basal de diseño.

Se denomina a la fuerza total de diseño por cargas laterales, la cual es aplicada en la base de la estructura obtenida como resultado de la acción del sismo de diseño con o sin reducción, de acuerdo con las especificaciones en la Norma Ecuatoriana de la Construcción.

2.4.8. Deriva de piso.

Desplazamiento lateral relativo de un piso en particular por la acción de una fuerza horizontal con respecto al piso consecutivo inferior, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura. Se calcula restando del desplazamiento del extremo superior el desplazamiento del extremo inferior del piso.

2.4.9. Ductilidad.

Capacidad de la estructura, de una sección transversal o de un elemento estructural, para deformarse más allá del rango elástico, sin pérdida sustancial de su resistencia, ante cargas laterales monotónicas o ante la ocurrencia de una acción sísmica.

Propiedad que tienen los materiales de soportar grandes deformaciones antes de la falla, bajo la acción de grandes esfuerzos. Esta propiedad del acero le permite fluir, evitando que existan fallas anticipadas.

2.4.10. Espectro de respuesta para diseño.

El espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura

2.4.11. Período de vibración.

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

2.4.12. Período de vibración fundamental.

Es el mayor período de vibración de la estructura en la dirección horizontal de interés.

2.4.13. Sismo de diseño

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico

2.4.14. Factor Z.

El valor de Z de cada zona sísmica representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad.

2.4.15. Vulnerabilidad Sísmica

El Ecuador tiene una larga historia de actividad sísmica que, en los últimos 460 años, ha provocado la destrucción de ciudades enteras como Riobamba e Ibarra, con la muerte de más de 60 000 persona muestran la necesidad urgente por emprender en programas para la mitigación del riesgo sísmico. El estudio del riesgo sísmico y su impacto en el desarrollo, constituye un reto científico crucial para el siglo veinte y uno. El riesgo sísmico resulta de la combinación de tres factores: peligro sísmico, nivel

de exposición, vulnerabilidad al daño de las edificaciones. El análisis de vulnerabilidad se realiza a través de funciones de vulnerabilidad o fragilidad, que relacionan probabilísticamente una medida de intensidad sísmica con una medida de daño en la edificación. En muchos casos las funciones de vulnerabilidad también incorporan las consecuencias del daño en términos de pérdidas humanas y materiales. Los sismos, terremotos o temblores de tierra, son vibraciones de la corteza terrestre, generadas por distintos fenómenos, como la actividad volcánica, la caída de techos de cavernas subterráneas y hasta por explosiones. Sin embargo, los sismos más severos y los más importantes desde el punto de vista de la ingeniería, son los de origen tectónico, que se deben a desplazamientos bruscos de las grandes placas en que esta subdividida dicha corteza. Las presiones que se generan en la corteza por los flujos de magma desde el interior de la tierra llegan a vencer la fricción que mantiene en contacto los bordes de las placas y producen caídas de esfuerzos y liberación de enormes cantidades de energía almacenada en la roca. La energía se libera principalmente en forma de ondas vibratorias que se propagan a grandes distancias a través de la roca de la corteza (Fernández, 2018).

Es esta vibración de la corteza terrestre la que pone en peligro las edificaciones que sobre ellas se desplantan, al ser estas solicitadas por el movimiento de su base. Por los movimientos vibratorios de las masas de los edificios, se generan fuerzas de inercia que inducen esfuerzos importantes en los elementos estructurales y que pueden conducirla a la falla (Fernández, 2018).

Los sismos representan un riesgo muy importante por lo tanto deben ser considerados en el diseño estructural en el Ecuador, el riesgo de falla de las construcciones por efecto del sismo es mayor que el riesgo provocado por otros efectos, razón por el cual rige en el diseño de las estructuras.

La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros), (Fernández, 2018).

2.4.16. Estados Límites de Falla

La mayoría de los reglamentos modernos de diseño sísmico establecen como objetivos evitar el colapso, pero aceptar daño, ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; por otra parte, evitar daños de cualquier tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso. Los estados límites se clasifican en dos grupos: estados límite de servicio y estados límite de falla.

Los estados límite de servicio describen a la ocurrencia de deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la construcción, pero que no impacten negativamente su capacidad para soportar cargas. Los estados límite de falla describen condiciones que correspondan al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia de la estructura ante aplicaciones adicionales de carga.

2.4.17. Conexión Viga – Columna.

Para obtener la ductilidad esperada de la estructura durante el evento sísmico, las conexiones viga – columna deben ser diseñadas de tal manera que disipen correctamente la energía producida por las fuerzas laterales.

Grandes consecuencias se pudieron observar en las conexiones viga – columna durante los sismos de Northridge en el año de 1994 y el sismo de Kobe un año después, con lo que se establecieron requisitos mucho más rigurosos para las conexiones en acero. La norma AISC 341 – 10 especifica que, para pórticos de acero resistentes a

momento, se debe utilizar conexiones precalificadas, las cuales han sido aprobadas y validadas por medio de la experimentación.

Se puede formar dos grupos para las conexiones precalificadas:

- Conexiones que han sido rigidizadas mediante placas.
- Conexiones en la que se reduce las secciones de la viga.

La reducción a la sección de la viga se la realiza cercana a la conexión, con la finalidad de que esa zona sea posible lugar de formación de rótulas plásticas. Con esto, se asegura el cumplimiento del criterio columna fuerte – viga débil.

2.4.18. Método de Diseño de Elementos de Acero: Método LFRD

El método de “Diseño por Factores de Carga y Resistencia” es el utilizado en la actualidad y es el más aceptado para el diseño de elementos de acero.

La base de este método en el análisis de estados límite, estados a los cuales la estructura o ciertos componentes de esta dejan de cumplir con su función. Los estados límite son dos grupos:

- Servicio: Condiciones de funcionamiento. o Control de deformaciones
- Resistencia (Últimos): Capacidades de resistencia a cargas últimas con la finalidad de prevenir el daño y el colapso. Estos estados límite varían dependiendo de la sollicitación actuante (fluencia, rotura, rótulas plásticas, fatiga), por los que los factores de reducción de resistencia multiplican a la resistencia nominal, considerando incertidumbre o fallas durante los procesos de construcción y diseño.

Adicionalmente, este método de diseño considera factores de aumento de carga, aplicados a diferentes combinaciones que dependen de la precisión de cálculo de la carga y de la probabilidad de que las cargas ocurran de manera simultánea durante toda la vida útil de la estructura. Las combinaciones de carga especificadas por la norma NEC 2015 son las siguientes:

$$1) U = 1.4D$$

$$2) U = 1.2D + 1.6L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$3) U = 1.2D + 1.6(Lr \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5W)$$

$$4) U = 1.2D + 1.0W + L + 0.5(Lr \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$5) U = 1.2D + 1.0E + L + 0.2S \quad 6) U = 0.9D + 1.0W$$

$$7) U = 0.9D + 1.0E$$

Definidas las combinaciones de carga y la utilización de factores de reducción de resistencia, las cargas deben cumplir la siguiente condición:

$$Ru \leq \phi Rn$$

Dónde: Ru : Resistencia producida por cargas últimas.

Rn : Resistencia nominal del elemento.

ϕ : Factor de reducción de resistencia.

ϕRn : Resistencia de Diseño.

2.4.19. Definición de Estados de Carga Sísmica

Los terremotos son eventos de acción completamente dinámica. Los primeros análisis que se han realizado para este tipo de acciones han sido en base a análisis estáticos. De esta forma se desarrolló el método conocido como “Método la fuerza estática equivalente”. Actualmente es un método válido y aún utilizado para el diseño de estructura simples, de baja altura, y muy regulares, usando el Método de diseño Basado en Fuerza (DBF).

Gracias a la aparición de varios softwares para el análisis y diseño estructural, el desarrollo de métodos de análisis dinámico ha aumentado, con la finalidad de que se puede analizar este tipo de acciones con una facilidad mayor. En todos estos métodos, el sismo se lo cuantifica con la ayuda de dos elementos:

- Espectro de aceleración, proceso llamado “Método del Espectro de Respuesta

Modal”

• Acelerogramas reales, proceso llamado “Análisis Tiempo – Historia” Existen 4 parámetros principales para poder definir la acción sísmica, independientemente del método que decida utilizarse:

- Respuesta del sistema estructural.
- Importancia del sistema.
- Características del suelo del lugar.
- Sismicidad propia de la zona.

2.5.Caucho

El caucho es un polímero elástico de hidrocarburo, que se obtiene a partir de una emulsión lechosa que nace en la sabia de algunas plantas, sin embargo, también puede ser producido de forma sintética.

2.5.1. *Caucho Natural*

Criis - poliisopreno, usualmente denominado como caucho de origen natural, se obtiene a partir de un líquido lechoso con partículas de caucho en suspensión (látex) proveniente del árbol *Hevea Brasiliensis*. Se obtiene del árbol mediante un proceso denominado sangrado, que consiste en realizar un corte angular a través de la corteza del árbol hasta un punto situado entre la corteza y el leño.

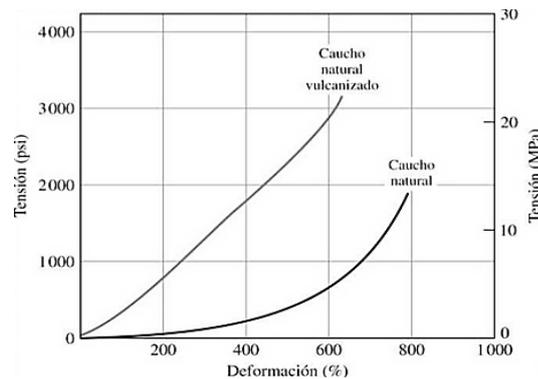
Algunas de las propiedades físicas del caucho natural se mencionan a continuación:

Las propiedades físicas varían con dependiendo de la temperatura, ya que a más de 100 °C se ablanda y sufre deformaciones permanentes y a bajas temperaturas se vuelve rígido adquiriendo una estructura fibrosa.

La plasticidad depende en gran medida de la especie arbórea de donde se extrae el látex y de las bacterias presentes debido a que influyen en el proceso de oxidación. La plasticidad puede modificarse limitadamente con productos químicos

Figura 3.

Esfuerzo - Deformación de Caucho Natural y Vulcanizado



Fuente: Smith (2006)

El proceso de vulcanización, conocido también como proceso de curado juega un papel importante en las propiedades del caucho, puesto que la vulcanización crea enlaces químicos cruzados entre cadenas, de forma tal que la estructura química pasa de ser de cadenas separadas a convertirse en una red tridimensional unificada.

La Figura 3 muestra la gráfica de esfuerzo-deformación del caucho natural con y sin vulcanizado, donde se aprecia que el caucho en estado natural a menores esfuerzos experimenta mayores deformaciones que el caucho natural vulcanizado, puesto que pasa de ser un material termoplástico a uno elastomérico.

2.5.2. Caucho Sintético

Puede denominarse caucho sintético a la sustancia elaborada de forma artificial que posee similares características a las del caucho natural.

El caucho sintético se obtiene a partir de reacciones químicas como la condensación o polimerización de determinados hidrocarburos insaturados. Los compuestos básicos del caucho sintético llamados monómeros, tienen una masa molecular relativamente baja y forman moléculas gigantes denominadas polímeros (Byron Hernán Cortez Pazmiño, 2007).

Todos los cauchos sintéticos son vulcanizados. A continuación, se muestran varias propiedades del caucho sintético:

- Gran resistencia al agrietamiento ante la fatiga.
- Baja propiedad en la ruptura y buena resistencia al ozono.
- Mayor resistencia al desgaste que el caucho natural.
- La resistencia a la abrasión puede incrementarse.

En la actualidad existen diversos tipos de caucho sintético con propiedades físicas y químicas particulares. Los más destacados son: estireno-butadieno (SBR), etileno-propileno (EPM-EPDM) y los cauchos de silicona (Q).

Cabe mencionar que más del 50% del caucho sintético del mundo es estireno-butadieno (SBR) hecho a partir del estireno y butadieno que se encuentran en el petróleo, Estrada Rivera (2016).

Tabla 4

Cuadro Comparativo entre caucho natural y sintético.

Propiedades	Caucho natural	Caucho sintético
Rango de dureza (Cano Olazábal)	20-90	40-90
Resistencia a la tracción (kg/cm ²)	300	250
Alargamiento de rotura máx (%)	650	600
Resiliencia	Excelente	Buena
Resistencia al desgarro	Excelente	Buena
Resistencia a la flexión	Buena-excelente	Buena
Resistencia a la abrasión	Buena	Buena-excelente
Densidad (g/cm ³)	0.93	0.94-1.25

2.6. Polvo de neumáticos de caucho

En este apartado se detalla el procedimiento para la obtención de polvo de neumáticos de caucho y sus propiedades a base de neumáticos fuera de uso (NFU).

El polvo de neumáticos de caucho se obtiene después del tratamiento de los NFU recolectados, puesto que en primer lugar deben separarse los componentes de los neumáticos a piezas más pequeñas. La granulometría para el polvo de neumáticos de caucho oscila entre los 0.1–0.6mm (Clase 40), 0.1-0.8mm (Clase 30) según la clasificación ASTM D5603. La caracterización de productos según las tecnologías empleadas por la Asociación Europea de Reciclaje de Neumáticos bajo la tecnología de reducción a temperatura ambiente / criogénico establece que el tamaño de las partículas debe ser menor a 1mm. La Tabla 5 muestra las propiedades físicas y químicas del polvo de neumáticos de caucho.

Tabla 5

Propiedades de polvo de neumáticos de caucho

Propiedades físicas	Descripción
Forma	Sólidos en forma de granulados y polvo
Color	Negro
Olor	Característico de caucho
Densidad (g/cm ³)	0.79-1.03
Peso específico	1.15-1.17
Humedad	<0.75
Punto de combustión °C	300-450
Propiedades químicas	Descripción
Extracto cetónico	5.00-22.00
Contenido de cenizas	7.00-11.00
Contenido en polímero NR/SR (%)	70/30-60/40
Contenido de negro de humo (%)	26.00-38.00
Contenido de caucho natural (%)	10.00-35.00
Contenido en hidrocarburo de caucho (%)	57.00-58.00
Contenido de plomo (mg/kg)	<0.03
Azufre (%)	1.00-7.00

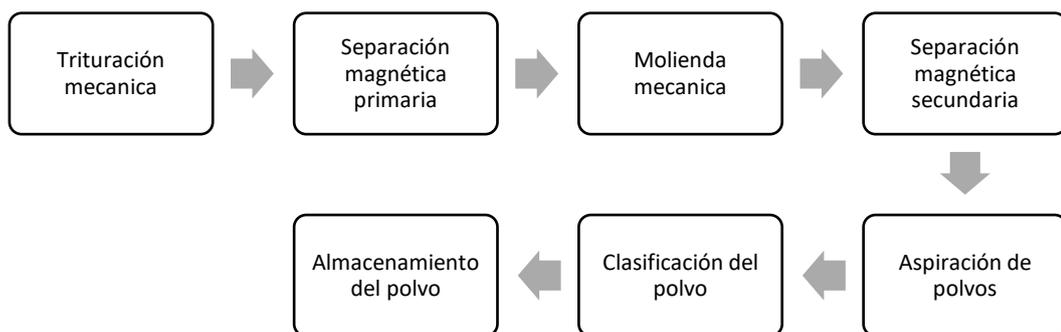
En Ecuador anualmente se contabiliza un aproximado de 2'400.000 NFU (Neumáticos Fuera de Uso), muchos de ellos terminan en los bordes de las carreteras, terrenos baldíos o cuerpos de agua, sin embargo, a nivel mundial se han desarrollado diferentes procesos de reciclado ya sean físicos o químicos que permiten darles a los NFU nuevas aplicaciones. Los NFU pueden utilizarse en aprovechamiento de suelos industriales con depósitos de almacenamiento e infiltración, construcciones de taludes y barreras, rellenos ligeros, sistemas de drenaje, modificación de propiedades de hormigones en masa, modificación de mezclas bituminosas.

Actualmente las tecnologías que permiten la obtención del polvo de neumáticos de caucho a partir de los NFU poseen sistemas mecánicos de reducción de tamaño (trituración y molienda) y sistemas de separación (desmetalizado, aspiración de polvos y tamizado).

A continuación, se detalla el esquema general para la obtención del polvo de neumáticos de caucho: recepción y almacenamiento de los neumáticos fuera de uso (NFU).

Figura 4.

Esquema general para obtención de polvo de neumáticos de caucho



2.7. Ingeniería estructural de Detalle.

Existen varias maneras de armar una estructura, algunas son buenas y no todas son adecuadas para un caso específico, sin embargo, hay bastantes maneras de armar mal una estructura.

Esta parte se convierte en un arte el cual debe ser practicado con constancia y sobre todo con sentido crítico, observando todos los problemas de obra del sistema constructivo. Es recomendable visitar obras similares que estén en construcción, como una actividad creativa de aprendizaje personal. También hay que estudiar planos de detalles de armado, buenos y malos, y aprender a distinguir unos de otros, y siempre teniendo en cuenta que excepcionalmente hay detalles estructurales que no se pueden ejecutar.

2.8. Filosofía de diseño sismo resistente

La construcción de edificaciones en el Ecuador debe cumplir estrictamente los requisitos mínimos descritos en la norma NEC-SE-DS por encontrarse en una zona de alto riesgo sísmico que pueden ser afectadas en algún momento durante su vida útil y exponer las vidas de sus ocupantes garantizando la funcionalidad de la estructura luego de un evento sísmico extremo, para lo cual se aplicará la filosofía de diseño sismo resistente basada en el desempeño.

La filosofía de diseño específica es alcanzar el nivel de seguridad de vida al sismo de diseño. El diseño estructural se hace para el sismo de diseño, evento que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años." (NEC-SE-DS, 2015).

La sección 4.2 de la NEC-SE-DS, (2015), establece que el objetivo de diseño para estructuras de ocupación normal es:

- Prevenir daños en elementos no estructurales y estructurales, ante terremotos pequeños y frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.

- Prevenir daños estructurales graves y controlar daños no estructurales, ante terremotos moderados y poco frecuentes, que pueden ocurrir durante la vida útil de la estructura.
- Evitar el colapso ante terremotos severos que pueden ocurrir rara vez durante la vida útil de la estructura, procurando salvaguardar la vida de sus ocupantes. La sección 4.2 de la NEC-SE-DS, (2015), establece que la filosofía de diseño se consigue diseñando la estructura para que:
 - Tenga la capacidad para resistir las fuerzas específicas por la norma NECSE-DS, (2015).
 - Presente las derivas de piso, ante dichas cargas, inferiores a las admisibles.
 - Pueda disipar energía de deformación inelástica, haciendo uso de las técnicas de diseño por capacidad o mediante la utilización de dispositivos de control sísmico.

2.9. Propiedades mecánicas del hormigón con caucho

2.9.1. Densidad

La densidad en el hormigón está relacionada con su resistencia generalmente un hormigón más denso posee mayor resistencia a la compresión y tracción además de tener menor cantidad de vacíos y porosidad.

Albano, Camacho et al. (2005), realizó un estudio en el comportamiento del hormigón con diferentes porcentajes de sustitución de agregado fino o grueso con caucho procedente de NFU, encontrando que la densidad de la mezcla fresca de concreto se redujo un 20.33% para el hormigón con sustitución del 10% de agregado fino.

Según Bravo and Brito (2011) concluyen que la densidad se reduce en los hormigones con caucho con sustitución de agregados de 5%, 10%, 15% del volumen total.

2.9.2. Carbonatación

La carbonatación es un fenómeno natural que radica en la pérdida de pH debido a la reacción del dióxido de carbono atmosférico con la humedad presente en la porosidad del concreto, este fenómeno aparentemente inocuo afecta a las estructuras de concreto armado pues este proceso químico, aunque lento causa corrosión en el acero de refuerzo.

De acuerdo a Bravo and Brito (2011), la carbonatación es directamente proporcional al aumento del porcentaje de caucho, pues la poca adherencia entre la pasta de cemento y el agregado de caucho permite que se generen rutas de acceso hacia la parte interna de la muestra y por tanto mayor penetración de carbonatación.

2.9.3. Tenacidad

La tenacidad es generalmente definida como el área bajo la curva de carga-deflexión de las pruebas a flexión, entendiéndose, así como la capacidad de un material para absorber energía, Cecilio (2011).

Según Tantala, Leopore et al. (1996), la tenacidad de un hormigón con sustitución de agregado grueso proveniente de NFU en 5% y 10% aumenta en comparación con un hormigón sin caucho. Sin embargo, con el 10% de sustitución se registra una tenacidad menor en comparación con el hormigón con 5% de sustitución esto debido al decrecimiento en la resistencia a compresión.

2.9.4. Absorción y porosidad

Todas las mezclas de concreto absorben agua y son permeables hasta cierto punto. El concreto tiene poros en todos sus componentes y la permeabilidad, así como la resistencia está directamente relacionada con la relación agua/cemento de la mezcla. De acuerdo a Bravo and Brito (2011), el porcentaje de absorción aumenta conforme se incrementa el porcentaje de NFU, los resultados son atribuidos a la poca adherencia

entre la pasta de cemento y el agregado de caucho, que facilitan el paso de agua y por tanto mayor absorción de agua.

2.9.5. *Módulo de elasticidad*

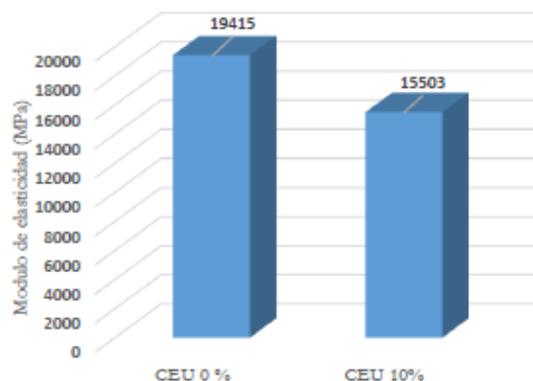
Según Waddell and Dobrowolski (1996), el concreto no es un material verdaderamente elástico, pero el concreto que ha endurecido por completo y se ha cargado en forma moderada tiene una curva de esfuerzo de compresión versus deformación que en esencia, es una recta dentro del rango de los esfuerzos usuales de trabajo.

El Módulo de Elasticidad definido como la relación entre el esfuerzo unitario y la deformación unitaria, es una medida de la rigidez, es decir, la resistencia del concreto a la deformación.

En la Figura 5, se muestra la variación del Módulo de Elasticidad de un hormigón con 10% de adición de caucho en comparación con un hormigón sin caucho. Se observa que el Módulo de Elasticidad se redujo en un 20.15%.

Figura 5.

Módulo de Elasticidad



Fuente (Oviedo, Buendía, Ruiz, Gómez, & León, 2008)

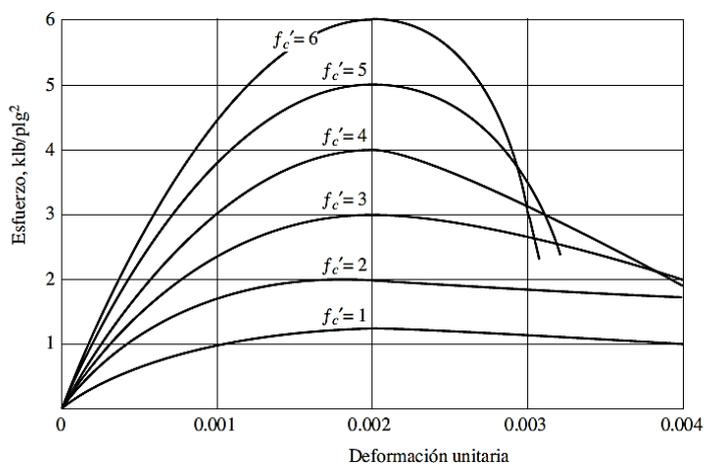
La adición de caucho en el hormigón no genera cambios en la tendencia de la curva esfuerzo-deformación, es decir, sigue siendo lineal.

2.9.6. Resistencia a la compresión

La resistencia a la compresión del concreto f'_c se determina por medio de pruebas a la falla de cilindros de concreto de 6 plg \times 12 plg de diámetro sumergidos por 28 días para curado y ensayados a la velocidad especificada de carga. También es posible determinar la resistencia a la compresión con base a pruebas de cubos modificados realizadas sobre muestras o sobre corazones de diversos tamaños cortados del concreto endurecido. Los detalles de estas pruebas se dan en la norma ASTM C39.

Figura 6.

Curva Esfuerzo - Deformación unitaria Típica del Concreto



Fuente (McCormac)

Ganjian, et al. (2009), corrobora las investigaciones previas sobre la resistencia a la compresión del hormigón con adiciones de caucho. En su investigación la resistencia se reduce 5% cuando el reemplazo del agregado en función del volumen total es de 5%, en hormigones con una sustitución de 7.5% la resistencia redujo un 10% y finalmente con una sustitución de 10% la resistencia experimenta una reducción de 23% (Figura 7). Este autor también enuncia las razones por las cuales la resistencia del hormigón se reduce, estas se muestran a continuación:

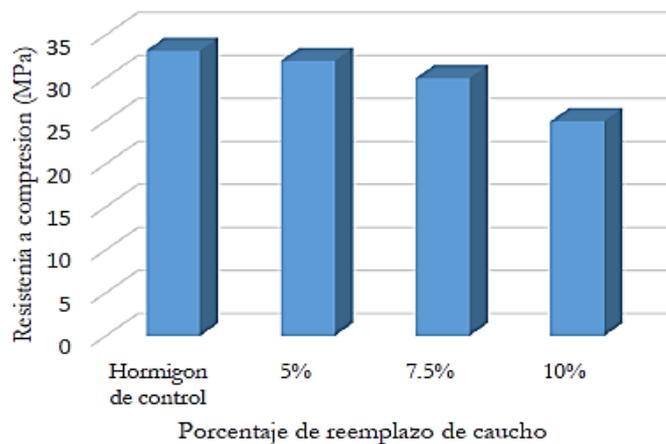
Las fisuras aparecen prematuramente alrededor de las partículas de caucho y se expanden por los incrementos de carga. Esto debido a que la pasta de cemento que rodea dichas partículas es más dura causando una rotura acelerada en el concreto.

Debido a la baja densidad de las partículas de caucho, durante pruebas de vibrado, las partículas tienden a desplazarse hacia la superficie ocasionando una distribución no homogénea en el hormigón lo cual genera una reducción en resistencia.

Las partículas de caucho tienen menor rigidez comparado con los agregados que componen el hormigón lo cual genera una reducción de la rigidez del hormigón (Módulo de Elasticidad) y a su vez reduce su capacidad de carga.

Figura 7.

Resultados de prueba de compresión



Fuente: (Ganjian, Khorami, & Maghsoudi, 2009)

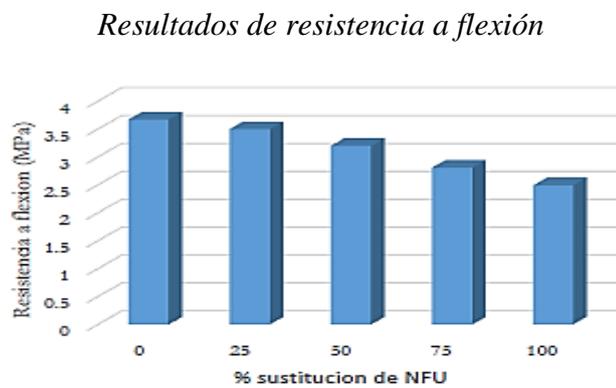
2.9.7. Resistencia a la flexión

Las resistencias a la compresión, a la tensión y a la flexión, están todas relacionadas y por lo general, un aumento o disminución en una de ellas se refleja de manera análoga en las otras, pero no necesariamente en la misma proporción.

La resistencia a la flexión del hormigón normal es baja en comparación la resistencia a la compresión. La resistencia a la flexión del hormigón simple se obtiene mediante el ensayo de vigas según la norma ASTM C78-02.

Toutanji (1996), concluye que la resistencia a la flexión se ve disminuida con el aumento de caucho, sin embargo, indica que dicha reducción no es tan evidente como con el ensayo de resistencia a la compresión. La Figura 8 contiene los resultados de las resistencias a la flexión para hormigones con sustitución de 25,50,75 y 100 % de caucho, obteniéndose valores porcentuales de reducción del 8%, 17%, 26% y 36%; respectivamente.

Figura 8.



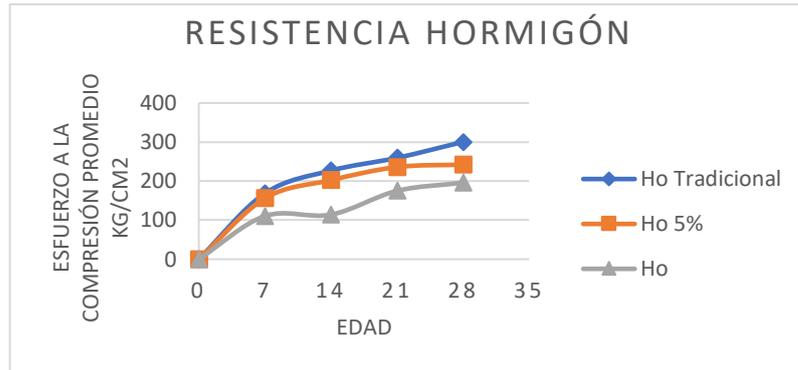
Fuente: Toutanji (1996)

2.10. Estadísticas de los diferentes análisis del hormigón modificado con caucho.

Francisco Loor, Alex Salvatierra y Mario Lino, Cevallos et al. (2019), realizaron estudios con ensayos de laboratorio de resistencia a la compresión donde se utilizaron cinco probetas con un diseño de hormigón normal, dos con inclusión de caucho fino en porcentaje de 5% y 10% cuyos resultados se muestran en la Figura 9, las dos últimas muestras contenían caucho grueso con 5% y 10% de inclusión cómo se visualiza en las ilustraciones 9 y 10.

Figura 9.

Resistencia a la Compresión de Hormigón normal -Hormigón Reemplazado

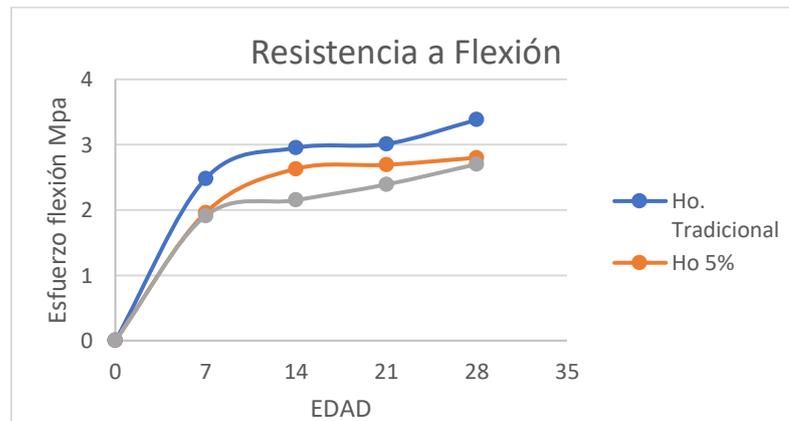


Fuente: Francisco Loor, Alex Salvatierra y Mario Lino

Nota: Datos en el Apéndice A **Tabla A-1**

Figura 10.

Resistencia a la flexión de Hormigón normal - Hormigón Reemplazado



Fuente: Francisco Loor, Alex Salvatierra y Mario Lino

Nota: Datos estadísticos tomados de Curva Comparativa de Resistencia de Hormigón normal – Hormigón Reemplazado, datos en el Apéndice A **Tabla A-2**

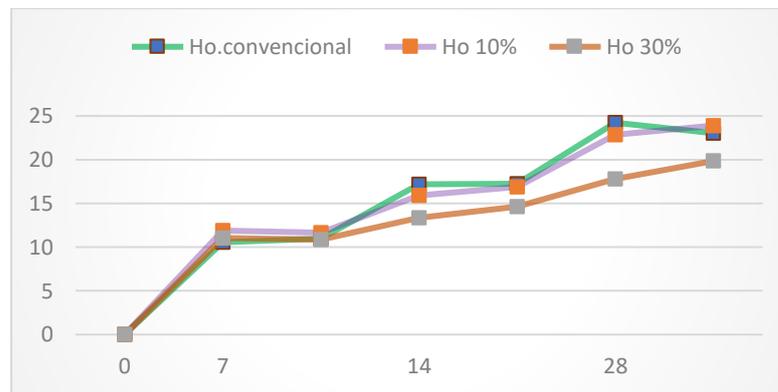
Peñaloza Garzón (2015) muestra el comportamiento mecánico de una mezcla de concreto con neumáticos triturado como remplazo del 10% y 30% del volumen del agregado fino para concreto con uso estructural, por lo cual se obtiene una resistencia a compresión $f'c$.

El estudio realizado por Peñaloza (2015), demuestra la existencia por debajo del 3% de la diferencia entre el diseño de la mezcla del concreto reemplazado con 10% de agregado fino a un diseño de muestra de concreto normal a la edad de los 28 días.

En las muestras de diseño reemplazando un 30% del agregado fino a la edad de 28 días, su resistencia está por debajo de lo requerido, teniendo alrededor de un 20% de diferencia con un comportamiento débil de la resistencia a la compresión.

Figura 11.

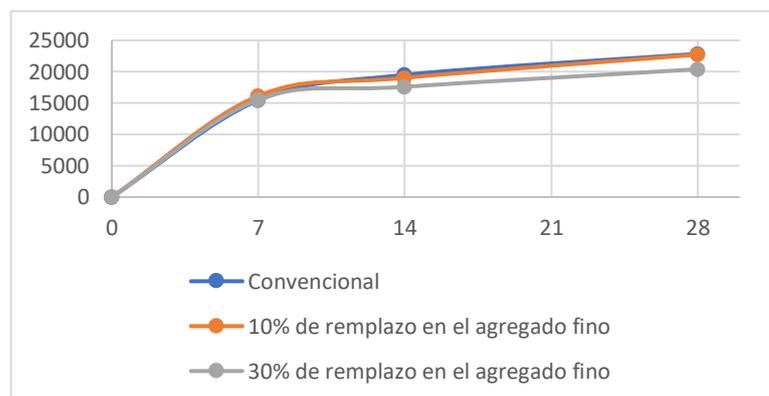
Resistencia a la compresión de Hormigón normal - Hormigón Reemplazado con el 10% y el 30%



Nota Fuente Peñaloza Garzón (2015), datos en el Apéndice A Tabla A-3

Figura 12.

Módulo de Elasticidad del Hormigón normal – Hormigón Reemplazado con el 10% y 30%



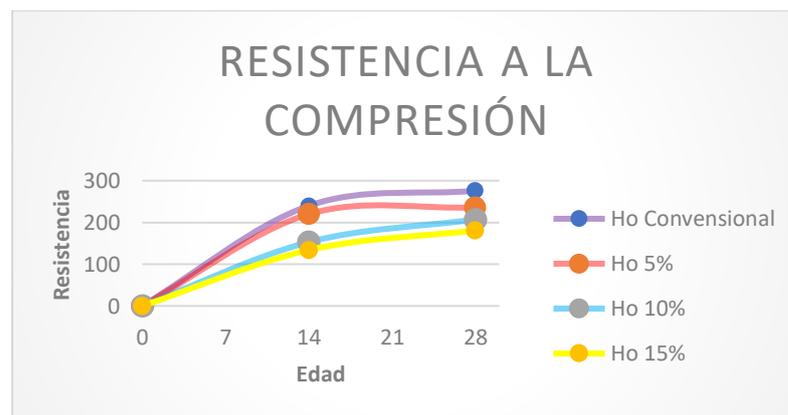
Fuente Peñaloza Garzón (2015), datos en el Apéndice A Tabla A-4

En el estudio realizado por Flores Osorio and Aguila Quispe (2018) de la Universidad César Vallejo se realiza el diseño de una mezcla de concreto mediante el método Bolomey para la dosificación de una resistencia de 210 kg/cm² con la sustitución de agregados finos por caucho reciclado (caucho granulado) en porcentajes del 5%, 10% y 15% .

Cuando se coloca caucho a las mezclas del concreto la resistencia a la compresión disminuye. Usar polvo en porcentajes no mayores al 10%, mantiene una resistencia en el concreto de 210 kg/cm² a los 28 días. Sin embargo, la resistencia a la compresión de un concreto normal dio como resultado una resistencia a compresión de 276 kg/cm² a los 28 días. El peso unitario disminuye con el incremento de caucho, mientras que el asentamiento.

Figura 13.

Resistencia a Compresión del Hormigón normal – Hormigón Reemplazado con el 5% ,10% y 15% de caucho



Fuente Flores Osorio and Aguila Quispe (2018) datos en el Apéndice A Tabla A-5

Farfán and Leonardo (2018) de la Universidad César Vallejo, Trujillo de Perú realizaron un estudio de mezclas de concreto para la resistencia de 210kg/cm² estudiando 5 tipos de mezclas que son: concreto simple, concreto simple con aditivos plastificantes (SIKA CemSuper Plastificante reductor de agua), concreto simple con aditivos plastificantes más el 5% en volumen de caucho reciclado, concreto simple

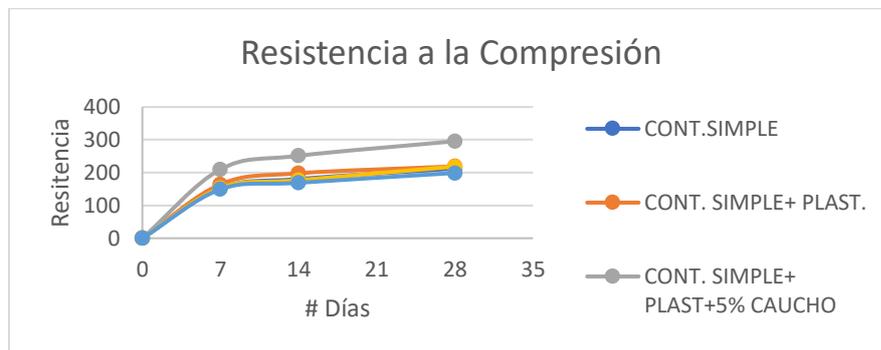
con aditivos plastificantes con el 10% en volumen de caucho reciclado, concreto simple con aditivos plastificantes con el 15% en volumen de caucho reciclado.

Se midieron la resistencia a la compresión en cilindros de 150mm de diámetro y 300mm de alto para edades de 7,14 y 28 días.

Para la prueba de flexión se hicieron vigas de 150mm x 150mm x 500mm a la edad de 28 días.

Figura 14.

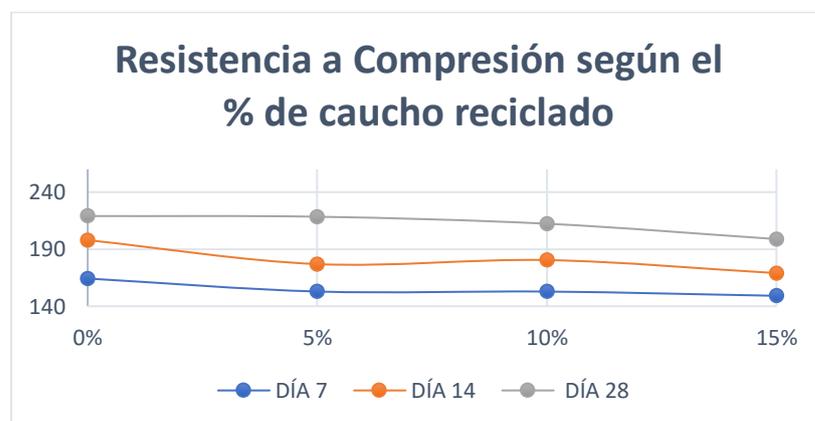
Resistencia a Compresión del Hormigón normal – Hormigón Reemplazado con el 5% ,10% y 15% de caucho



Fuente Farfán and Leonardo (2018) datos en el Apéndice A Tabla A-6

Figura 15.

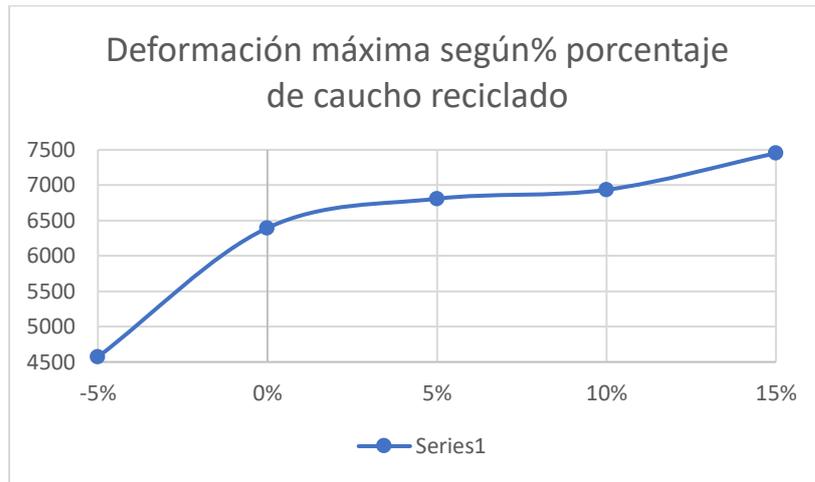
Resistencia a Compresión según el % de caucho reciclado



Fuente Farfán and Leonardo (2018), datos en el Apéndice A Tabla A-7

Figura 16.

Deformación máxima según el porcentaje de caucho reciclado



Fuente: Farfán and Leonardo (2018), datos en el Apéndice A **Tabla A-8**

Capítulo III

3. Marco Metodológico.

El diseño estructural del edificio residencial de 5 pisos requiere el análisis sísmico resistente de una estructura de hormigón armado conformada por:

Paredes de mampostería, losas nervadas en una sola dirección, instalaciones empotradas, cubierta de cerchas metálicas y placas de acero galvanizado termo acústica, tumbado tipo cielo raso de un solo nivel, contrapisos de hormigón simple, con pisos de porcelanato. La estructura de la edificación será un sistema de pórticos dúctiles resistentes a la flexión, cuyos elementos estructurales se modelarán en base a los parámetros de comportamiento mecánico obtenidos del diseño de hormigón modificado. Estos elementos deberán cumplir con los requisitos mínimos establecidos en las normas ecuatorianas NEC-SE-DS-2015, NEC-SE-HA-2015 y las normas estadounidenses ACI 318 - 19. American Concrete Institute (2019).

3.1. Dosificación de la mezcla de Hormigón Simple

3.1.1. *Parámetros de Resistencia del hormigón a compresión*

Previo el diseño de la mezcla de hormigón a analizar, se examinan las propiedades de cada material, lo cual sustenta el porcentaje de peso dosificado para la mezcla de hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho. Se calcula la dosificación con las normas ACI – 211 y ASTM C39. Una vez realizado el diseño se puede continuar con el respectivo análisis de las propiedades mecánicas del material.

Tabla 6.

Parámetros de resistencia del hormigón a la compresión

Nomenclatura	Descripción
--------------	-------------

γ	Densidad
$f'c$	Resistencia del diseño
$W_t=V/\gamma$	Peso del material

3.1.2. *Parámetros del hormigón a flexión.*

El test para medir la resistencia a la flexión de la viga y determinar de forma indirecta otras propiedades mecánicas como su Módulo Elástico E_c , consiste en la aplicación con carga transversal sobre una viga simplemente apoyada. La viga está compuesta por hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho, y posee refuerzo de acero a tensión. La carga impuesta aumenta gradualmente hasta llegar al punto de falla de la viga.

La Tabla 7 contiene fórmulas que permiten hallar áreas, volúmenes y distancias necesarias para el cálculo de las propiedades mecánicas del hormigón.

Tabla 7.

Parámetros del hormigón a flexión

Dimensiones	Nomenclatura	Descripción	Ecuación	Ver
	B	Base		Figura
	H	Altura		17
	L_T	Longitud Total de la viga		
	$x' = 0,125$	Distancia libre de viga		
	$L = L_T - 2x'$	Distancia libre entre apoyos	3.1	
	$c_c = 1\text{ cm}$	Recubrimiento		
	$\phi_{estribo} = 0,42\text{ cm}$	Diámetro de estribo		Figura 18
	$\phi_b = 0,42\text{ cm}$	Diámetro de Varillas longitudinales		

	d $= h - c_c$ $- \phi_{estribo} - \frac{\phi_b}{2}$	Peralte	3.2	
	d' $= c_c$ $+ \phi_{estribo}$ $+ \frac{\phi_b}{2}$	Peralte prima	3.3	
Constantes	$n = \frac{F_y}{f_c'}$	Razón Modular	3.4	
Áreas	$A_s = \frac{3\pi\phi^2}{4}$	Área de acero en tensión	3.5	Figura 18
	$A_{s'} = \frac{2\pi\phi^2}{4}$	Área de acero en compresión	3.6	
	$A_{s_T} = n \frac{3\pi\phi^2}{4}$	Área de acero transformada en tensión	3.7	Figura 18
	$A_{s'_T} = n \frac{2\pi\phi^2}{4}$	Área de acero transformada en compresión	3.8	
	$A_c = A - A_s - A_{s'}$	Área de concreto	3.9	
	$A_g = A_c + A_{s_T} + A_{s'_T}$	Área Transformada	3.10	
	$\alpha' = \frac{L}{2}$	Área de esfuerzos	3.11	Figura 17
Volumen	$V = b * h * L_T$	Volumen de Viga	3.12	

En Figura 17 se observa el diagrama de izado de la viga, con las dimensiones establecidas.

Figura 17.

Diagrama de alzado de la viga

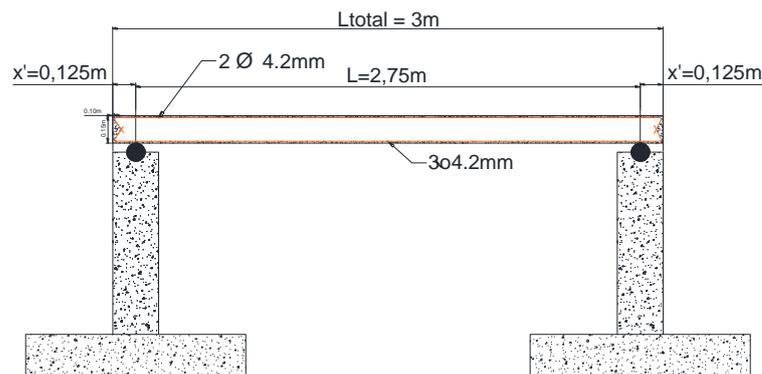
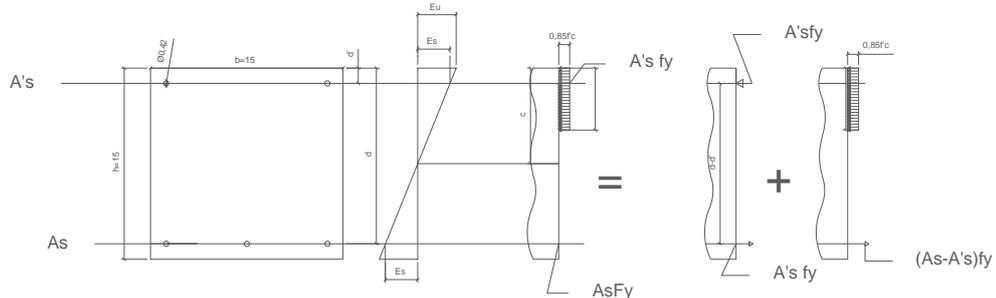


Figura 18.

Diagrama de deformaciones y esfuerzos en la sección transversal de la viga



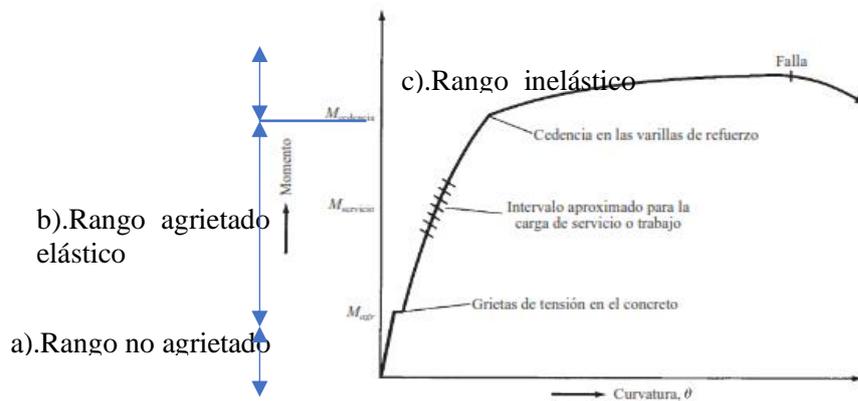
Al llegar al punto de falla, la viga pasa por tres rangos:

- El rango elástico no agrietado. - El hormigón resiste esfuerzos sin agrietarse con su módulo seccional “S” y esfuerzos $f_t = f_c = M * S$ y en estado elástico con su rigidez inicial E_t correspondiente al módulo tangente de elasticidad.
- Elástico Agrietado. – El hormigón se agrieta por su baja resistencia a la tensión y las fibras tensionadas y agrietadas transfieren esfuerzos al acero (acero inferior en tensión para la carga aplicada). La rigidez del material disminuye y su módulo secante de elasticidad E_s se usa para modelar el comportamiento lineal Elástico.
- Rango no lineal. – Cuando $M > M_y$ el material no es elástico y el valor M_y depende del acero y elasticidad provista al diseño para sostener la carga aplicada a altas deformaciones, en el instante en que el acero alcanza su resistencia a la tracción F_u , se define M_u a la deformación ϵ_u .

Al incrementar la carga en la viga y exceder el módulo de ruptura del concreto f_r , se empiezan a desarrollar grietas en la parte inferior de la viga, cuando los esfuerzos de tensión en la parte inferior de la viga corresponden a un momento aplicado que excede el módulo de rotura f_r y el momento de agrietamiento M_{CR} .

Figura 19.

Diagrama de Momento- Curvatura



Fuente (McCormac)

En la abscisa de la Figura 19 se muestra la curvatura φ de la sección del máximo momento y en las ordenadas el Momento Flector resistente “M” a dicha curvatura. Se define el cambio angular de la sección de la viga o curvatura sobre una cierta longitud con la relación:

$$\varphi = \frac{M}{EI}$$

3.2.Hormigón estructural

La composición del hormigón estructural de los pórticos debe cumplir con las normas NEC-SE-DS-2015, NEC-SE-CG-2015, NEC-SE-HA-2015.

3.2.1. Resistencia

3.2.1.1. Módulo de elasticidad

Se denomina Módulo de Elasticidad secante o Módulo de Young secante a la pendiente que se obtiene entre el esfuerzo nulo, y el esfuerzo de compresión de $0,45 f'c$. La relación se establece entre dicho esfuerzo normal y la correspondiente

deformación unitaria. El valor obtenido como Módulo de Elasticidad de un concreto varía dependiendo del comportamiento y dosificación de cada uno de los agregados. Experimentalmente también varía con el agrietamiento al nivel de carga observado. Se puede determinar este parámetro mediante ensayos realizados según la norma ASTM C469M, método de prueba estándar para el módulo de elasticidad estático y la relación de Poisson del hormigón en compresión. El A.C.I.318 - 19, en su sección 19.2.2, establece la fórmula para hallar el módulo dependiendo el peso del concreto, y establece que el Módulo de Elasticidad es igual a:

$$E_c = \lambda * 15100 * \sqrt{f'_c}$$

Ecuación: ACI 318-19 (19.2.2.1.b) Ecuación: 3.13. Donde:

E_c = El módulo de elasticidad en $\frac{kg}{cm^2}$

λ = Factor de modificación, para hormigones ligeros, o en este estudio el valor que se determine como aplicable al hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho.

f'_c = Resistencia a la compresión en 28 días en $\frac{kg}{cm^2}$

3.2.1.2. Módulo tangente

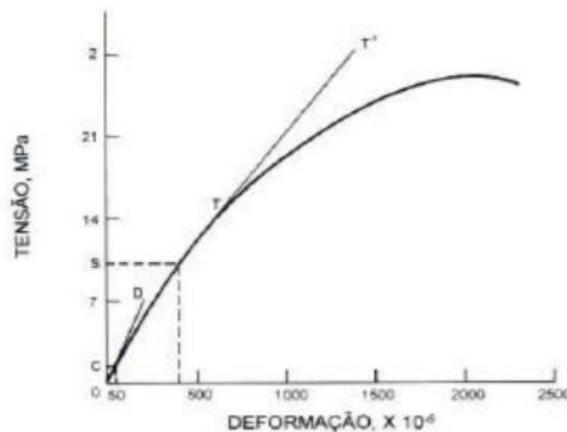
Es también conocido como módulo de deformación estático o instantáneo tangente al origen o módulo de elasticidad tangente inicial. Corresponde a la tangente que se forma al aplicar un pequeño cambio de carga, cuya tensión será menor a 0.5 Mpa y representa menos de 0.3 veces la resistencia a la compresión, f'_c .

3.2.1.3. Módulo secante

La representación de este módulo se interpreta como la pendiente de la recta que une el origen y algún otro punto de la curva, siendo la deformación media real, la cual está condicionada a una tensión dada en solicitaciones estáticas que son de corta duración. Según American Concrete Institute (2014) el módulo secante es definido utilizando el punto correspondiente a $0.45 f'_c$, representando tensiones de carga de servicio, siendo este criterio válido para cargas de corta duración, ya que cuando las cargas son permanentes durante un largo tiempo, las deformaciones tienden al aumento progresivo, ya que se obtiene una fluencia lenta.

Figura 20.

Gráfico tensión vs deformación



Fuente (McCormac)

3.2.2. Módulo de ruptura

La resistencia al agrietamiento de tensión por flexión, se encuentra normada por el ACI 318-19, donde módulo de ruptura f_r para el hormigón es igual a:

$$f_r = 2\lambda\sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación: ACI 318-19 (19.2.3.1) y Ecuación: 3.14}$$

λ = Valor aplicable a hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho.

3.2.3. Reducción de resistencia para hormigón liviano

El hormigón objeto de este estudio, se podrá tratar como un hormigón liviano ya que el polvo de neumáticos de caucho adicionado a la mezcla se puede considerar como aire incluido, y sin que forme parte de la mezcla ningún aditivo que permita que estas partículas se adhieran a la misma. El factor λ será retro calculado a partir de los ensayos.

El factor λ es usado para realizar el cálculo de la longitud del desarrollo de varillas y alambres corrugados sometidos a tracción, lo cual afecta la resistencia para adherencia y anclaje, que se encuentra definido la sección 19.2.4.2 de la norma ACI 318 -19.

3.3. Acero de Refuerzo

3.3.1. Refuerzo de acero en test

En el test a flexión la viga se refuerza con varillas de 4,2mm de diámetro. El acero de refuerzo utilizado para la viga posee las siguientes propiedades mecánicas, según la norma ecuatoriana INEN 1511 y la norma americana ASTM A 1064:

Tabla 8.

Propiedades mecánicas alambre corrugado

Alambre Corrugado – INEN 1511	
Propiedad Mecánica	Valor (Mpa)
Límite de fluencia mínimo	490
Resistencia a la tracción mínima	540
Elongación mínima	5%

Fuente: INEN 1511 (2016)

Cómo se observa en la Tabla 8, se trata de una varilla con alta resistencia especificada a la fluencia del refuerzo no pre esforzado, y ductilidad intermedia.

3.3.2. Refuerzo De Acero En Diseño De Edificio

El acero de refuerzo para el diseño de la edificación debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos en la norma ecuatoriana INEN 2167 y la norma americana ASTM A 706:

Tabla 9.

Propiedades mecánicas varillas corrugadas

Varillas Rectas Corrugadas (2167 2011)	
Propiedad mecánica	Valor (Mpa)
Límite de fluencia mínima	420
Límite de fluencia máxima	540
Resistencia a la tracción mínima	550
Elongación mínima	10%-14%
Porcentaje de elongación varía según diámetro de varilla	

Fuente INEN 2167 (2011)

3.4. Diseño De Viga (Test)

3.4.1. Propiedades Mecánicas del hormigón estructural

Se establece que el diseño de la viga a flexión es controlado por la fluencia del acero, verificándose el cumplimiento de condiciones estipuladas en esta sección.

3.4.1.1. Estimación de Momento de Agrietamiento (M_{cr})

El momento en el cual se produce el agrietamiento de la viga queda establecido por la fórmula:

$$M_{cr} = f_r * S_{xx} \text{ (Ecuación 3.15)}$$

Siendo:

M_{cr} : Módulo de agrietamiento

f_r = Módulo de rotura

S_{xx} = Módulo de sección elástica a flexión.

3.4.1.2.Momento por peso propio.

Se calculará el momento de agrietamiento, descontando el momento correspondiente al peso propio de la misma.

Por lo tanto, como primer paso, se calcula mediante las siguientes ecuaciones el momento M_{pp} originado en su propio peso:

$$W = \frac{Wt}{L} \text{ (Ecuación 3.16)}$$

Siendo:

W =Peso de la viga puntual

Wt = Peso Total de la viga

L = Longitud de la viga entre los apoyos

$$M_{pp} = \frac{wl^2}{8} \text{ (Ecuación 3.17)}$$

Siendo:

M_{pp} =Momento por propio del peso de la viga

W = Peso puntual de la viga

L = Longitud de la viga

3.4.1.2.1. Chequeo de agrietamiento de viga por peso propio

Se realiza dicho chequeo, para verificar, que la viga no se agriete por el Momento M_{pp} por su peso propio al ser izada.

$$M_{Cr} > M_{PP} \text{ (Ecuación 3.18)}$$

3.4.1.3.Momento restante para el agrietamiento.

Se procede con el cálculo del Momento restante para el agrietamiento de la viga.

$$M(\text{restante}) = (M_{cr} - M_{pp}) \text{ (Ecuación 3.19)}$$

$$P_{cr}(\text{restante}) = \left(\frac{M_{res}}{\frac{a'}{2}} \right)$$

3.4.1.4. Diseño por Resistencia Última

3.4.1.4.1. Momento Nominal

$$M_n = (f_y A_s) \left(d - \frac{a}{2} \right) \text{ (Ecuación 3.20)}$$

Siendo:

M_n = Momento nominal que alcanza la viga

f_y = Límite de fluencia del acero

A_s = Área del acero

d = Peralte

a = altura del bloque rectangular de esfuerzos de compresión.

3.4.1.4.2. Carga de cedencia

$$P_y = \frac{M_n - M_{pp}}{a'/2} = \frac{4}{L} (M_n - M_{pp}) \text{ (Ecuación 3.21)}$$

Siendo :

P_y : Carga de cedencia.

M_n : Momento Nominal

$$a' = \frac{L}{2}$$

M_{pp} : Momento por peso propio de la viga

3.4.2. Cálculo de Inercia.

El momento de inercia, es la relación máxima producida por los esfuerzos de flexión de la viga, la viga pasa por 3 etapas, la etapa elástica no agrietada, elástica agrietada y plástica, por lo cual, se debe calcular 3 inercias, para cada etapa de la viga.

3.4.2.1. Inercia no agrietada

Es la inercia correspondiente al rango elástico sin agrietamiento donde el Momento Aplicado “Ma” debe ser menor que el Momento de Agrietamiento ($Ma < M_{cr}$).

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} \text{ (Ecuación 3.22)}$$

3.4.2.2. Inercia agrietada

Es la inercia correspondiente al rango plástico donde $M_u \geq Ma \geq M_y$:

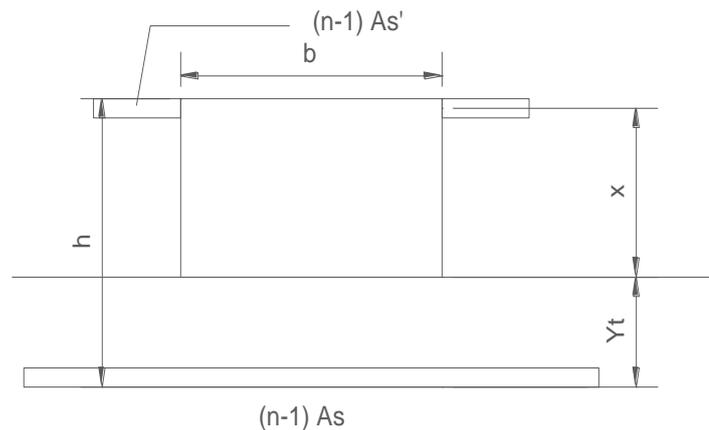
$$I_{cr} = \frac{1}{3} b x^3 + (n - 1) A'_s * (x - d')^2 + n A_s (d - x)^2 \text{ (Ecuación 3.23)}$$

Siendo ‘x’ la distancia entre el centroide del eje equivalente y la fibra extrema de compresión:

$$\frac{b x^2}{2} + (n - 1) A'_s (x - d') - A_s n (d - x) = 0 \text{ (Ecuación 3.24)}$$

Figura 21.

Área de acero transformada en tensión



Se chequea estimación establecida en Tabla 6.6.3.1.1.1 (a) del ACI 318-19.

$$I_{cr} = 0,35 I_g \text{ (Ecuación 3.25)}$$

3.4.2.3. Inercia equivalente

Es la inercia correspondiente al rango elástico, donde $M_{cr} \leq Ma < M_y$.

Se calcula a partir del momento de agrietamiento y obedece a la interpolación cúbica definida en la sección 24.2.3.5 del ACI 318-19.

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \quad (\text{Ecuación 3.26})$$

Donde M_a es el momento actuante o aplicado sobre la viga.

3.4.3. Módulo de Elasticidad a partir de la relación carga-deformación ($\frac{P}{\delta}$)

Para hallar el módulo de elasticidad de la viga, se establecen 2 métodos

3.4.3.1. Método 1 (Teórico).

De acuerdo con la fórmula establecida en el Manual de Diseño del AISC, para vigas simplemente apoyadas.

$$\delta = \frac{P}{48EI} (3L^2x - 4x^3) \quad (\text{Ecuación 3.27})$$

La relación P/δ puede ser obtenida a partir de un ensayo de viga conforme ASTM C469M y posteriormente, se podrá calcular el Módulo de Elasticidad usando la Ecuación 3.27.

3.4.3.2. Método 2 (Experimental).

Se puede obtener el Módulo de Elasticidad del material $E = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon}$ (Ecuación 3.28), a partir de la gráfica esfuerzo versus deformación unitaria, conforme el test ASTM C469M. Para elaborar la gráfica esfuerzos versus deformación unitaria se necesitan las siguientes ecuaciones:

$$\sigma = P/A \quad (\text{Ecuación 3.29})$$

Siendo:

σ = Esfuerzo

P = Carga

A = Área

$$\epsilon = \delta/L \quad (\text{Ecuación 3.30})$$

Siendo:

ϵ = Deformación unitaria

δ = Deflexión

L = Longitud del elemento

Una vez establecidos los valores teóricos y prácticos, resultantes del test, se analiza el valor con el cual se procederá a realizar el análisis estático lineal de la estructura, para proceder con el diseño.

3.5. Diseño sismo resistente de la estructura

El diseño sismo-resistente cumple con tres requisitos fundamentales:

- Brinda seguridad de vida y condición de resistencia frente a posibles eventos, lo cual se comprueba verificando que todos los elementos del sistema resistente a sismo cumplen con la norma (NEC-SE-HM-2015), para estructuras de Hormigón Armado, y su cimentación con la norma (NEC-SE-GC), cuyas especificaciones no exceden el estado límite de falla.
- La resistencia provista ϕR_n debe ser igual o mayor que la resistencia última requerida por las cargas de servicio R_u , a los estados límite de falla por compresión, tensión, corte y flexión, para evitar daños que pongan en riesgo la vida de los usuarios.
- Las derivas de piso de la estructura deben controlarse con los valores establecidos en las especificadas de la norma NEC-2015 para derivas inelásticas admisibles.
- La edificación debe tener la capacidad de disipar la energía provocada por la deformación inelástica con ductilidad, lo cual se puede lograr haciendo uso de técnicas de diseño por capacidad, para realizar las respectivas verificaciones de las deformaciones plásticas generadas, o también recurrir al uso de dispositivos que permitan el control de éstas deformaciones. En cualquier caso, se debe garantizar

que la ductilidad se alcanza a través del método de falla por flexión, con el chequeo de los mecanismos plásticos donde las fallas frágiles por corte, aplastamiento, pandeo, adherencia y anclaje, fractura e inestabilidad son evitadas.

3.5.1. Cargas Aplicadas y su Combinación

3.5.1.1. Cargas Aplicadas en el Diseño

Para efectos del presente estudio se establecen los siguientes casos de cargas:

- D: Cargas permanentes (el peso propio de la edificación), también llamada carga muerta.
- L: Cargas móviles, también llamada carga viva.
- E: Cargas sísmicas.

3.5.1.2. Combinación de cargas según NEC – SE – CG – 2015.

Las combinaciones de cargas a utilizar en el modelamiento de esta estructura son extraídas de la NEC – SE – CG – 2015 y detalladas a continuación:

- Combinación 1: $1.4 D$ (Ecuación: 3.31)
- Combinación 2: $1.2 D + 1.6 L$ (Ecuación: 3.32)
- Combinación 3: $1.2 D + L \pm E$ (Ecuación: 3.33)
- Combinación 4: $0.9 D \pm E$ (Ecuación: 3.34)

3.5.2. Definición de zona sísmica y tipo de suelo del proyecto

3.5.2.1. Definición de zona sísmica

El proyecto se encuentra ubicado en la zona sísmica VI, correspondiente a la provincia de Santa Elena, según el mapa sísmico de la NEC-SE-DS-Peligro-Sísmico- parte-1.

3.5.2.2. Tipo de suelo del proyecto

Se adopta el perfil de suelo tipo C para el sitio de emplazamiento del proyecto. Dicho tipo de suelo se define como un perfil de suelo muy denso o roca blanda, que cumple con el criterio de velocidad de la onda de cortante $760 \text{ m/s} \geq V_s \geq 360 \text{ m/s}$, y/o, perfil de suelo muy denso o roca blanda, que cumpla con cualquiera de los siguientes criterios $N \geq 50$; $S_u \geq 100 \text{ KPa}$.

3.5.3. Tipo de uso y coeficientes de sitio

3.5.3.1. Tipo de uso de estructura.

Por ser un edificio residencial, la estructura es considerada con categoría de uso “otras estructuras” y se diseña con el coeficiente de importancia $I = 1$

3.5.3.2. Coeficientes de sitio F_a , F_d y F_s .

- F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.
- Para la zona sísmica VI y tipo de perfil de suelo C, se establece como valor de $F_a = 1.18$
- F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, se establece como valor de $F_d = 1.25$
- F_s : Comportamiento no lineal de los suelos, para la zona sísmica de emplazamiento y el tipo de suelo se establece como valor de $F_s = 1.23$.

3.5.4. Componentes horizontales de la carga sísmica

3.5.4.1. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones $S_a(T)$ se obtiene con los parámetros establecidos en la sección 3.3 de NEC-SE-DS-2015 y se define para una fracción de amortiguamiento del 5%.

El espectro de respuesta tiene 3 funciones y rangos:

Rango 1

$$S_a = ZF_a \left[1 + (\eta - 1) \frac{T}{T_0} \right] \text{ Ecuación 3.35 (c) Para } T \leq T_0$$

Rango 2

$$S_a = \eta ZF_a \text{ Ecuación 3.35 (a) para } T_0 \leq T \leq T_c \text{ en modos distintos al fundamental;} \\ \text{o para } 0 \leq T \leq T_c \text{ cuando se trata del modo fundamental de vibración.}$$

Rango 3

$$S_a = \eta ZF_a \left(\frac{T_c}{T} \right)^r \text{ Ecuación 3.35 (b) para } T > T_c$$

Donde:

S_a = Espectro de respuesta elástico de aceleraciones

Z = Factor de zona sísmica

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

η = Razón entre la aceleración espectral S_a a período estructural $T = 0.1$ s y el PGA para el período de retorno seleccionado. Su valor depende de la región del Ecuador.

T = Período fundamental de vibración de la estructura

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

3.5.4.2. Espectro elástico en diseño de desplazamientos

De igual manera el coeficiente sísmico C_s o aceleración de diseño del espectro inelástico se define como:

$$C_s = \frac{S_a * I}{\phi_p * \phi_E * R}. \text{ Ecuación 3.36}$$

Donde:

C_s = coeficiente sísmico o aceleración del espectro inelástico.

I = Coeficiente de importancia

ϕ_p = Coeficiente de regularidad en planta

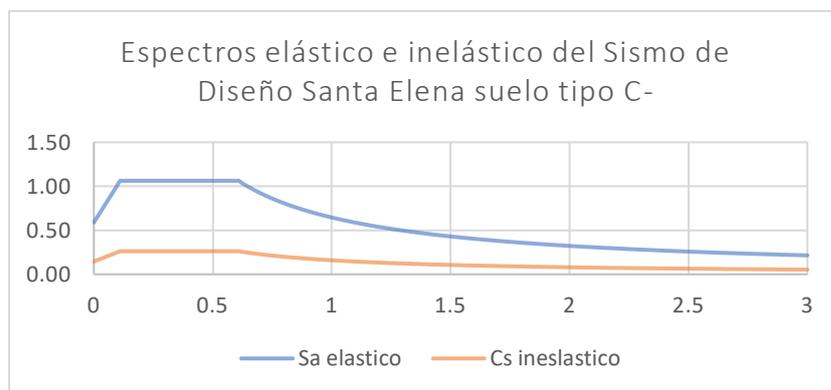
ϕ_E = Coeficiente de regularidad en elevación

R = Factor de reducción de resistencia sísmica

En la Figura 22 los espectros elástico e inelástico, para suelo Tipo C.

Figura 22.

Espectro Elástico e inelástico



Para efectos del presente estudio, se realizará el análisis del diseño sísmico por el método DBF (método basado en fuerzas), el mismo que se detalla en la siguiente sección.

Capítulo IV

4. Diseño Sismo Resistente

4.1 . Dosificación de las Mezclas de Hormigón normal y con polvo de neumáticos de caucho

La dosificación de la mezcla se diseña con base a norma A.C.I. 211. Como punto de partida se tiene la dosificación de un hormigón normal sin polvo de neumáticos de caucho:

Tabla 10.

Dosificación de Hormigón Normal

Agregado	Peso Específico $[\delta](k_g)$	Volumen $[v](m^3)$	Peso por $m^3[W](k_g)$
Cemento	2940	0,150	439,742
Piedra	2525,3	0,386	973,655
Arena	2591	0,234	605,665
Agua	1000	0,211	211,08
	Peso por m3 de Hormigón		2230,138

Fuente: Propia

Reemplazando el 10% del volumen de arena por el polvo de neumáticos de caucho, se tiene:

Tabla 11.

Dosificación de Hormigón con remplazo del 10% de polvo de neumáticos de caucho

Agregado	Peso Específico $[\delta](k_g)$	Volumen $[v](m^3)$	Peso por $m^3[W](k_g)$
Cemento	2940	0,150	439,742
Piedra	2525,25	0,386	973,655
Arena	2590,70	0,234	605,665

Agua	1000,00	0,211	211,08
Caucho	1150,00	0,023	26.885
Peso por m3 de Hormigón			2196,457

Fuente: Propia

4.2. Resistencia a Compresión $f'c$ de hormigón normal.

Los resultados obtenidos para la resistencia a la compresión simple de diseño $f'c$ a los 28 días para la mezcla de hormigón con el 10% de polvo de neumáticos de caucho, se presentan en las Tablas 12 y Tabla 13.

Tabla 12.

N° Cilindro	Diámetro	Altura	Peso	Carga	$f'c$ (kg)	$f'c$	$f'c$
					7Dias	14Dias	28Dias
1	15.2	29.99	12.483	279	160.96	222.87	245.15
2	15.14	29.99	12.281	311.8	186.24	257.87	283.66
3	15.14	30	12.479	302.6	174.52	241.64	265.81
$f'c$ promedio					173.91	240.79	264.87

Resistencia a Compresión $f'c$ de hormigón normal

Fuente: Propia

Tabla 13.

Resistencia a Compresión $f'c$ de hormigón con reemplazo del 10% de caucho en el agregado fino.

N° Cilindro	Diámetro	Altura	Peso	Carga	$f'c$ (kg)	$f'c$ (kg)	$f'c$ (kg)
					7 Días	14 Días	28 Días
1	15.1	29.6	12.065	294.8	159.63	220.89	242.98
2	15.15	29.9	12.111	308.7	163.61	226.53	249.19
3	15.16	29.9	12.164	329.2	181.67	251.55	276.70
$f'c$ promedio					168.27	232.99	256.29

Fuente: Propia

Los resultados obtenidos para la resistencia a la flexión f_r o Rotura del ensayo ASTM 293, a los 28 días, se presentan en la Tabla 14, para hormigón normal; y, en la Tabla 15 para hormigón con 10% de polvo de neumáticos de caucho.

Tabla 14.

Resistencia a Flexión f_r del hormigón normal.

N°	Base	Altura	Longitud	Peso	Carga	f_r kg		
						7 Días	14 Días	28 Días
Viga								
1	15.27	15	50	25.674	23.84	32.41	44.88	49.36
2	15.07	15	50	25.408	22.56	30.65	42.44	46.68
3	15.27	15	50	25.985	22.42	30.16	41.76	45.94
f_r promedio						31.07	43.03	47.33

Fuente: Propia

Tabla 15.

Resistencia a Flexión f_r del hormigón con reemplazo del 10% de caucho en el agregado fino

N°	Base	Altura	Longitud	Peso	Carga	f_r kg		
						7	14	28
Viga								
1	15.17	15	50	26.947	20.09	27.31	37.81	41.6
2	15.03	15	50	26.994	21.41	29.09	40.28	44.31
3	15.2	15	50	26.954	19.7	26.77	37.07	40.77
f_r promedio						27.72	38.39	42.23

Fuente: Propia

A partir de los ensayos realizados, se presentan en la Tabla 16 las siguientes comparaciones entre las resistencias del hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho y las resistencias del hormigón normal.

Tabla 16.

Relaciones f'_c y f_r

Relaciones f'_c y f_r de Hormigón con adición de polvo de neumáticos de caucho y normal

$\frac{f'_{c_{10\% \text{ Polvo de caucho}}}}{f'_{c_{\text{ Hormigón Normal}}}}$	$\frac{256,29}{264,87} = 0,9676 \approx 96,76\%$
$\frac{f_{r_{10\% \text{ Polvo de caucho}}}}{f_{r_{\text{ Hormigón Normal}}}}$	$\frac{42,23}{47,33} = 0,8922 \approx 89,22\%$

Fuente: Propia

En la Tabla 17 se comparan los resultados obtenidos de los ensayos con lo estudiado anteriormente por otros autores.

Tabla 17.

Resistencia de test realizados por otros autores

Resistencia f'_c de hormigón adicionando 10% de polvo de neumáticos de caucho	
Mario Ordoñez, Francisco Loor, (2018) Alex Salvatierra.	66,78%
Cristhian Peñaloza (2015)	94,26%
Juan Osorio Willian Aguila (2018)	75%
M. Farfán, E. Leonardo(2018)	96,93%
Lady Bernabé Lisbeth Catuto (2021)	96,76%

En base a este estudio para el hormigón con el 10% de caucho, la resistencia a la compresión de acuerdo con la Tabla 15 muestra una reducción al 96,76% con relación al hormigón normal. En otros ensayos realizados por Peñaloza Garzón (2015) y Farfán, Leonardo (2018) se obtuvieron resistencias similares de 94,26% y 96,93% respectivamente. Otros autores encontraron resistencias menores.

4.3. Ensayo a Flexión Simplificado de una Viga

La configuración del ensayo es la siguiente:

- a) Sistema de apoyos de hormigón Armado, conformado por dos columnas de 0.25m x 0.25m y 1 metro de altura, con su respectiva cimentación (Plinto

1.20x1.20x0.25), las mismas que se encuentran a una distancia de 2,75 metros de eje a eje de columnas. Sobre las columnas se colocaron cilindros de hormigón, con el fin de establecer una superficie estable que permita la rotación libre en apoyos simples, sin afectar la deflexión del elemento a ensayar.

Este sistema de viga simple apoyada facilita la modelación de la relación carga deformación.

Estos pedestales de apoyo fueron diseñados de tal manera que su gran rigidez permita el control de sus deformaciones y de esta manera se evita que las mismas causen efecto en los resultados del ensayo (Cevallos & Gonzabay 2020).

- b) Se usó una estructura metálica fija para la colocación del dial de deformación, la misma que se colocó a $\frac{1}{3}$ de longitud de la viga, lo cual permite hacer lecturas de una forma segura.
- c) La carga puntual se aplicó a $\frac{L}{2}$ de la viga, de manera creciente para agrietar la viga ensayada a la carga de agrietamiento (P_{CR}) y obtener deformaciones hasta la carga de cedencia P_y .
- d) La viga se ensayó a los 28 días de fundición, con la geometría calculada.

4.3.1. Dimensionamiento de la Viga

La viga se construyó con una longitud total $L_T = 3,00m$, para su estabilidad sobre una luz de centro a centro de apoyos igual a $L = 2,75m$

4.3.1.1. Sección Transversal

El peralte se seleccionó utilizando la Tabla 9.3.1.1. del ACI 318 S – 14, donde el control de deflexiones en vigas simplemente apoyadas se recomienda usar $\frac{L}{16}$.

Se usó $\frac{L}{20}$ para facilidad constructiva.

$$h = \frac{L}{20} \quad \text{Ecuación 9.3.1.1. ACI 318 – 19}$$

$$h = 0,15m$$

Para proveer estabilidad durante el ensayo, se asigna una sección cuadrada, con ancho

$$b = 0,15m$$

La relación $\frac{a'}{d}$ que garantiza que la falla de la viga es controlada por el mecanismo de flexión dúctil es:

$$\frac{a'}{d} = \frac{1.375 \text{ cm}}{13.37} = 10.3$$

4.3.1.2. Parámetros físicos de la viga

Se calcula el peralte d , considerando un recubrimiento (c_c) de 1cm seleccionado para la aplicación exclusivamente experimental del elemento.

Las características geométricas del hormigón y acero seleccionados para la viga ensayada se presentan en la **Tabla 18**.

Tabla 18.

Resultados del ensayo de la viga

Dimensiones	Parámetro	Valor	Ecuación	Ver
	B	15 cm		
	H	15 cm		
	L_T	3,00 m		Gráf.
	x'	0,125		4.1
	$L = L_T - 2x'$	2,75	3.1	
	c_c	1 cm		Gráf.
	$\phi_{estribo}$	0,42 cm		4.2
	ϕ_b	0,42 cm		
	$d = h - c_c - \phi_{estribo} - \frac{\phi_b}{2}$	13,37 cm	3.2	
	$d' = c_c + \phi_{estribo} + \frac{\phi_b}{2}$	1,63 cm	3.3	

Constantes	$n = \frac{F_{ye}}{f'_c}$	18,03	3.4	
Áreas	$A_S = \frac{3\pi\phi^2}{4}$	0,4156 cm ²	3.5	
	$A_{S'} = \frac{2\pi\phi^2}{4}$	0,2771cm ²	3.6	
	$n_{AS} = n \frac{3\pi\phi^2}{4}$	7,50 cm ³	3.7	Gráf. 3
	$n'_{AS} = n \frac{2\pi\phi^2}{4}$	4,99 cm ²	3.6	
	$A_c = A_g - A_S - A_{S'}$	224,31 cm ²	3.9	
	$A_{Tranf} = A_c + n_{AS} + n'_{AS}$	236,80 cm ²	3.10	Gráf. 4
	$\alpha' = \frac{L}{2}$	1,375	3.11	
Volumen	$V = b * h * L$	0,0675 m ³	3.12	
Altura del bloque	$a = \frac{A_S * f_y}{0,85f'_c * b}$	0,5876		

4.3.1.3. Propiedades físicas de la Viga

Las propiedades físicas y resistencias del diseño de la viga se presentan en la Tabla 19:

Tabla 19.

Propiedades de la viga ensayada

Nomenclatura	Valor	Descripción
γ	2,196 Ton/m ³	Densidad
f'_c	256,29 kg/cm ²	Resistencia del diseño (Tabla 13)
$W_t=V/\gamma$	0.148 Ton	Peso de la Viga
Fr	42,23 kg/cm ²	Módulo de rotura (Tabla 15)
Fye=1.1Fy	4620 kg/cm ²	Fluencia esperada del acero

Fy= Fy min	4200 kg/cm ²	Fluencia mínima del acero
-------------------	-------------------------	---------------------------

En el análisis efectuado por Cevallos, A. Gonzabay, M., se concluye que la excentricidad vertical de la carga y la deflexión de la columna y la zapata son despreciables, por lo que no es imprescindible ejecutar la verificación por agrietamiento de la columna, ni los efectos originados bajo la carga excéntrica.

4.3.2. *Propiedades Mecánicas – Calculadas para la Viga*

En la Tabla 20 se detalla el cálculo de la resistencia teórica al agrietamiento, capacidad nominal y última, por flexión usando como referente un hormigón normal ($\lambda = 1,0$) ACI 318-19 (American Concrete Institute)Tabla 19.2.4.2.

Tabla 20.

Cálculos de momentos para test viga

		Ecuación 3.14 (Para hormigón normal con $\lambda=1$)
Módulo de rotura		$f_r = 2\sqrt{256,29}$ $f_r = 32,02 \text{ kg/cm}^2$
Módulo de sección		$S_{xx} = \frac{1 * b * h^2}{6}$ $S_{xx} = \frac{1 * 15 * 15^2}{6}$ $S_{xx} = 562,50 \text{ cm}^3 \approx 5,625 \times 10^{-4} \text{ m}^3$
Momento de agrietamiento		$M_{cr} = 32,02 * 562,50 \text{ (Ecuacion 3.15)}$ $M_{cr} = 18011,25 \text{ kg} * \text{cm}$ $M_{cr} = 180,11 \text{ kg} * \text{m}$
Peso de la viga		$W = \frac{148 \text{kg}}{3 \text{m}} \text{ Ecuacion 3.16}$ $W = 49,41 \text{ kg/m}$

Momento	de peso propio	$M_{pp} = \frac{49,41 \cdot (3m - 0,25m)^2}{8} \quad (\text{Ecuacion 3.17})$ $M_{pp} = 46,71 \text{ kg} \cdot m$
Chequeo de agrietamiento con	peso propio	$M_{Cr} > M_{PP} \quad (\text{Ecuacion 3.18})$ <p>(calculado) $180,11 > 46,71 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$</p> <p>Siendo el momento de agrietamiento mayor al momento por peso propio de la viga, se concluye que la viga no se agrieta durante su izado. Luego, se calcula el momento de agrietamiento restante, $M_{Cr}(\text{restante})$; que es el resultado de la aplicación de la carga puntual en el centro de la viga, sin la componente del peso propio.</p>
Momento restante para	Arietamiento	$M_{Cr}(\text{restante}) = (M_{Cr} - M_{pp}) \quad (\text{Ecuacion 3.19})$ $M_{Cr}(\text{restante}) = 180,11 - 46,71 \text{ kg} \cdot m$ $M_{Cr}(\text{restante}) = 133,40 \text{ kg} \cdot m$
Carga restante para el agrietamiento		$M_{Cr, \text{restante}} = \left(\frac{P_{Cr}}{2} \right) \cdot a' ; \text{ siendo } a' = L/2$ $P_{Cr}(\text{restante}) = \left(\frac{M_{Cr, \text{restante}}}{\frac{a'}{2}} \right) = \frac{4 M_{Cr, \text{restante}}}{L}$ <p>Con $L = 2,75m$</p> $P_{Cr}(\text{restante}) = 194,04kg$ <p>Este valor está basado en el esfuerzo de agrietamiento teórico y debe ser comparado con el obtenido por el test.</p>
Momento Cedente		$M_n = (4620 \cdot 0,4156) \left(13,37 - \frac{0,5876}{2} \right) \quad (\text{Ecuacion 3.20})$ $M_n = 25107,2537 \text{ kg} \cdot cm$ $M_n = 251,07 \text{ kg} \cdot m$ $M_n - M_{pp} = (251,07 - 46,71)$

$$M_n - M_{pp} = 204.36 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Esta es la capacidad nominal a flexión teórica requerida para alcanzar la fluencia nominal del acero.

4.3.3. Cálculos de inercia.

Se calcula a continuación las inercias gruesa y agrietada de la sección:

Tabla 21.

Cálculos de Inercia en viga

Inercia Gruesa	$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12}$ (Ecuacion 3.22)
	$I_g = \frac{15 \cdot 15^3}{12}$
	$I_g = 4218,75 \text{ cm}^4$
' x'	$\frac{bx^2}{2} + (n - 1)A'_s(x - d') - A_s n(d - x) = 0$ (Ecuacion 3.24)
	$\frac{15x^2}{2} + (18,03 - 1)0,2771(x - 1,63) - 0,4156(18,03)(13,37 - x) = 0$
	$7,5x^2 + 4,72x - 7,69 - 100,18 + 7,49x = 0$
	$7,5x^2 + 12,21 - 107,87 = 0$
	$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$
	$x = \frac{-12,21 \pm \sqrt{(12,21)^2 - 4(7,5)(-107,87)}}{2(7,5)}$
	$x = 3,065 \text{ cm}$
	$I_{cr} = \frac{1}{3}bx^3 + (n - 1)A'_s \cdot (x - d')^2 + nA_s(d - x)^2$ (Ecuacion 3.23)
	$I_{cr} = 143,94 + 27,03 + 795,76$
	$I_{cr} = 966,73 \text{ cm}^4$
Se chequea estimación establecida en A.C.I.	
$\frac{I_{cr}}{I_g} = \frac{966,73}{4218,75} = 0,2292 I_g$	
$I_{cr} = 0,35 I_g$ Ecuación 3.25, está por debajo del valor obtenido	
$I_{cr} = 0,35 (4218,75 \text{ cm}^4)$	

$$I_{cr} = 1476,56 \text{ cm}^4$$

4.4. Metodología del ensayo

Una vez colocada la viga sobre los soportes, se producen cargas y descargas del peso con la finalidad de producir una estabilidad en la deformación, correspondiente al incremento de cargas aplicadas progresivamente.

Para lograr que la carga se aplique progresivamente se usan pesas de distinto tamaño y peso propio.

El diseño de la viga cuenta con una cuantía de acero muy baja, con lo que se asegura que ocurra primero la cedencia del acero y se prevenga la rotura explosiva del hormigón en las fibras en compresión. Sin embargo, la cuantía de acero no debe ser excesivamente pequeña a fin de permitir la transferencia de carga y esfuerzos del hormigón en tensión al acero, a partir de su agrietamiento.

En la Figura 23, se observa el comportamiento de la viga sometida a 51 ciclos de carga – descarga – recarga, cuyos datos, se encuentran en la Tabla 1 del apéndice B del presente trabajo.

En los resultados obtenidos del test se destaca la identificación de la carga de agrietamiento experimental en el valor siguiente:

$$P_{cr, \text{ test}} = 127.01 \text{ kg.}$$

Previamente la carga teórica de agrietamiento se calculó en el valor siguiente:

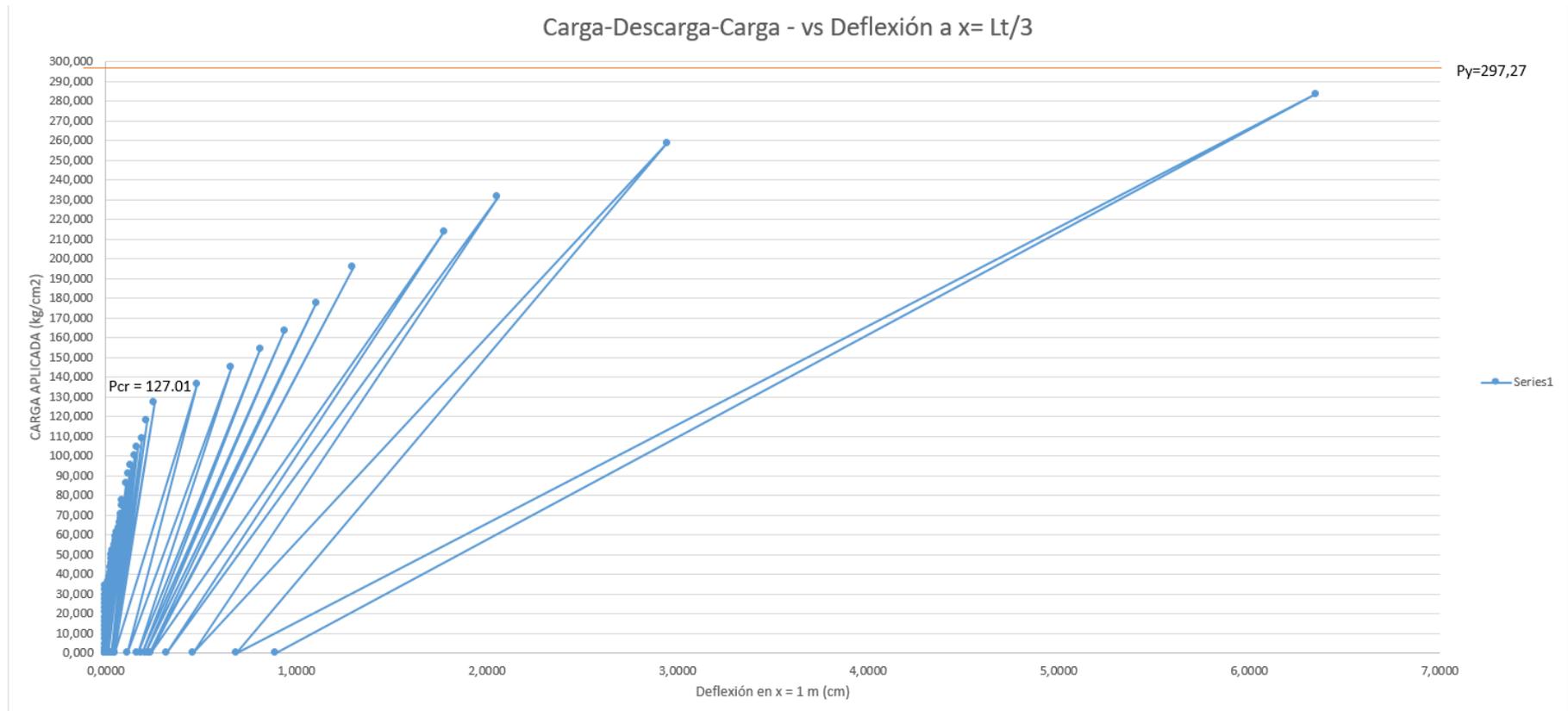
$$P_{cr,(\text{restante})} = 194,04 \text{ kg}$$

Al relacionar ambos valores se tiene el siguiente resultado:

$$\lambda_a \text{ la resistencia a la traccion} = \frac{P_{cr, \text{ test}}}{P_{cr,(\text{restante})}} = \frac{127.01}{194.04} = 0.66$$

Figura 23.

Gráfica carga – Descarga – Recarga – deflexión



A continuación, se presentan los resultados basados en el experimento.

4.4.1. Cargas y Momentos

Tabla 22.

Valores obtenidos experimentalmente durante ensayo simplificado de viga a flexión

Dimensiones	Parámetro	Valor
	B	15 cm
	H	15 cm
	L	3,00 m
	x'	0,125
	$L = L_T - 2x'$	2,75
	c_c	1 cm
	$\phi_{estribo}$	0,42 cm
	ϕ_b	0,42 cm
	$d = h - c_c - \phi_{estribo} - \frac{\phi_b}{2}$	13,37 cm
	$d' = c_c + \phi_{estribo} + \frac{\phi_b}{2}$	1,63 cm
Constantes	$n = \frac{4620}{256,29}$	18.03
Áreas	$A_S = \frac{3\pi\phi^2}{4} = \frac{3\pi 0.42^2}{4} =$	0,4156 cm ²
	$A_{S'} = \frac{2\pi\phi^2}{4} = \frac{2\pi 0.42^2}{4} =$	0,2771 cm ²
	$n_{AS} = n \frac{3\pi\phi^2}{4} = = \frac{18.03 * 3\pi 0.42^2}{4} =$	7,50 cm ²
	$n'_{AS} = n \frac{2\pi\phi^2}{4} = \frac{18.03 * 2\pi 0.42^2}{4} =$	4,99 cm ²
	$A_c = A_g - A_S - A_{S'} = (15 * 15) - 0.416 - 0.277$	224,31 cm ²
	$A_g = A_c + n_{AS} + n'_{AS} = 224.307 \text{ cm}^2 + 7.50 + 4.99$	236,80 cm ²
	$a' = \frac{L}{2} = \frac{2.75}{2} =$	1,375
Volumen	$V = b * h * L_T = 0.15 * 0.15 * 3 =$	0,0675 m ³

	$a = \frac{A_s * f_y}{0,85 f' c * b} = \frac{0,416 * 4620}{0,85 * 256,29 * 15} =$	0.588cm
	$M_{pp} = \frac{w(L-0,25)^2}{8} = \frac{49,33(3-0,25)^2}{8} =$	46.63 kg * m
Momento		25107.25 kg
Nominal	$M_n = F_y e * A_s \left(d - \frac{a}{2} \right) = 4620 * 0,416 \left(13,37 - \frac{0,5876}{2} \right) =$	* cm 251.07 kg
		* m
Momento cortante	$M_n - M_{pp} = 251,07 - 46,63 =$	204.36kg * m
Carga Cedente	$P_{y\text{ restante}} = \frac{M_n - M_{pp}}{\frac{a'}{2}} = \frac{204,36}{\frac{1,375}{2}} =$	297.25kg
	$0,5 P_y = 0,5 * 297,25 =$	148.63kg
Deflexiones	$y_2 = 154,22kg$ $x_2 = 0,813cm$	
en $x = \frac{L_T}{3}$ para	$y_1 = 145,15kg$ $x_1 = 0,660cm$	
0.5 P_y	$y = 148,63kg$ $x = ?$	
	$x = x_1 + \left[\left(\frac{y - y_1}{y_2 - y_1} \right) (x_2 - x_1) \right]$	
	$x = 0,660 + \left[\left(\frac{148,63 - 145,15}{154,22 - 145,15} \right) (0,813 - 0,660) \right]$	
	$x = 0,719cm = 7,19 * 10^{-3}$	
Inercia gruesa	$I_g = 4218,75 cm^4$	

Inercia

$$I_{cr} = 966,73cm^4$$

Agrietada

Inercia

$$M_a = \frac{0,5P_y a'}{2} + M_{PP} = \left(\frac{148.63}{2}\right)(1.375) + (46.63)$$

Equivalente

$$= 148.81kg * m$$

$$M_{crtes} = P_{crtest} \frac{a'}{2} + M_{PP} = 127.01 * \frac{1.375}{2} + 46.63$$

$$= 132.806$$

$$I_e = \left(\frac{M_{crtes}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{crtes}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

$$I_e = \left(\frac{132.806}{148.81}\right)^3 (4218.75) + \left[1 - \left(\frac{132.806}{148.81}\right)^3\right] (966,73)$$

$$I_e = 3278,31cm^4 \rightarrow 3.27 \times 10^{-5}m^4$$

4.4.2. Módulo de elasticidad experimental

4.4.2.1.1. Método basado en la curva carga deformación

El ACI en la sección 19.2.2.1 define el módulo de elasticidad como la pendiente de la línea trazada desde un esfuerzo nulo hasta un esfuerzo de compresión, para obtener la relación $\frac{P}{\delta}$ es necesario establecer la gráfica carga versus deflexión.

Se procede a realizar el cálculo de módulo de elasticidad, según la relación

$$\frac{P}{\delta} = \frac{148,81kg}{7,22 \times 10^{-3}m} = 20614,96 \frac{kg}{m}$$

Se retro calcula el módulo de elasticidad de la curva experimental

$$\frac{L}{3} = x$$

Siendo $L = 2.75m$

Tenemos $x = 0.917$

$$\delta = - \frac{P}{48EI} (4x^3 - 3L^2x)$$

$$\delta = - \frac{P}{48EI} (4x0.917^3 - 3 * 2.75^2 * 0.917)$$

$$\delta = \frac{P}{48EI} (17.716)$$

$$E = \frac{P}{0.369\delta I}$$

$$E = \frac{20614,96}{0,369 * 3,27 \times 10^{-5}}$$

$$E = 1708474014 \frac{kg}{m^2} = 170847.40 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\lambda = \frac{E_{HM}}{E_{HN}} = 0,70$$

Una vez que se ha definido la dosificación del hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho correspondiente a $f'c = 256.29 \text{ Kg/cm}^2$ y el factor $\lambda = 0.7$ para la reducción de la resistencia a la flexión del hormigón, se continúa con el diseño de la estructura residencial de 5 pisos, la que deberá cumplir con los requisitos mínimos establecidos en las normas ecuatorianas NEC-SE-DS-2015, NEC-SE-CG-2015, NEC-SE-HA-2015 y las normas estadounidenses ACI 318S-19.

CAPÍTULO V

5. DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE HORMIGÓN ARMADO

El presente capítulo aborda el pre-diseño y diseño de la edificación en estudio. Mediante el software ETABS se realizará el análisis lineal utilizando el método de fuerzas laterales equivalentes con la norma NEC-SE-DS. El diseño de los elementos estructurales de hormigón armado estará sujeto a la norma ACI 318-19.

En primera instancia se detalla la configuración de la edificación, el sistema estructural, su arquitectura y las especificaciones para el pre-diseño. Posteriormente se procede a realizar el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, y se ejecuta un primer análisis lineal que evidenciará si las secciones pre-dimensionadas son o no satisfactorias.

A partir del pre-dimensionamiento, se afinan las dimensiones de las secciones transversales de los elementos estructurales para que éstos cumplan con los requisitos establecidos en la norma NEC-SE-DS, obteniéndose un diseño satisfactorio para los valores admisibles de derivas laterales y esfuerzos máximos, presentes en la estructura.

5.1. Descripción de la edificación

Se considera una edificación de uso residencial, que consta de 3 ejes principales en la dirección X y 5 ejes principales en la dirección Y. Además, posee un área en planta de 165.44 m² y su configuración arquitectónica es un rectángulo de 17.6m x 9.40m; como se aprecia en la figura 26. Consta de 5 pisos con una altura de 3.15 metros de losa a losa, por lo que se considera una elevación regular.

La estructura está conformada por vigas principales de luz variable entre 4m y 5.40m en las direcciones (V_{px} , V_{py}), y vigas secundarias en la dirección X (V_s) al centro de

la luz de las vigas principales V_{px} . Los nervios de losa descansan sobre las vigas secundarias y están ubicados en la dirección Y.

Figura 25.

Vista de la elevación lateral en la dirección X

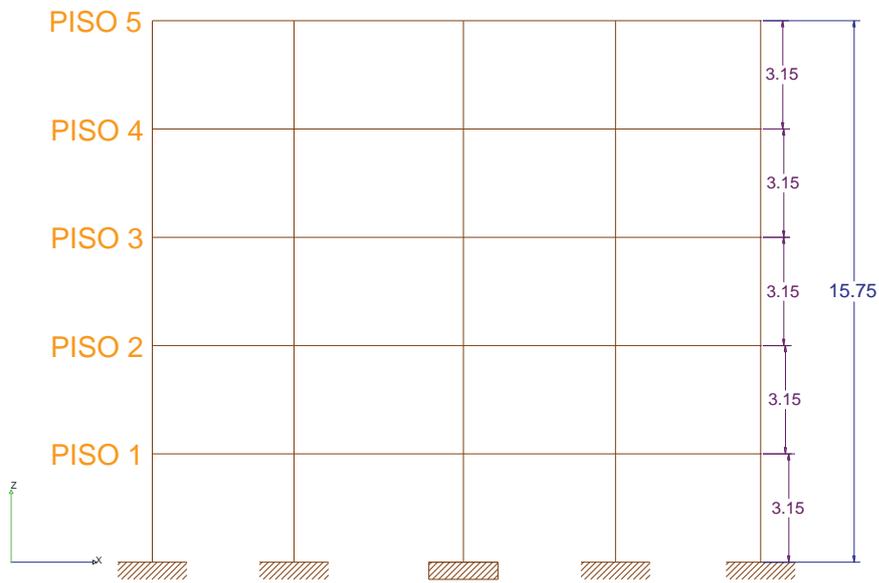


Figura 26.

Vista de planta del edificio residencial

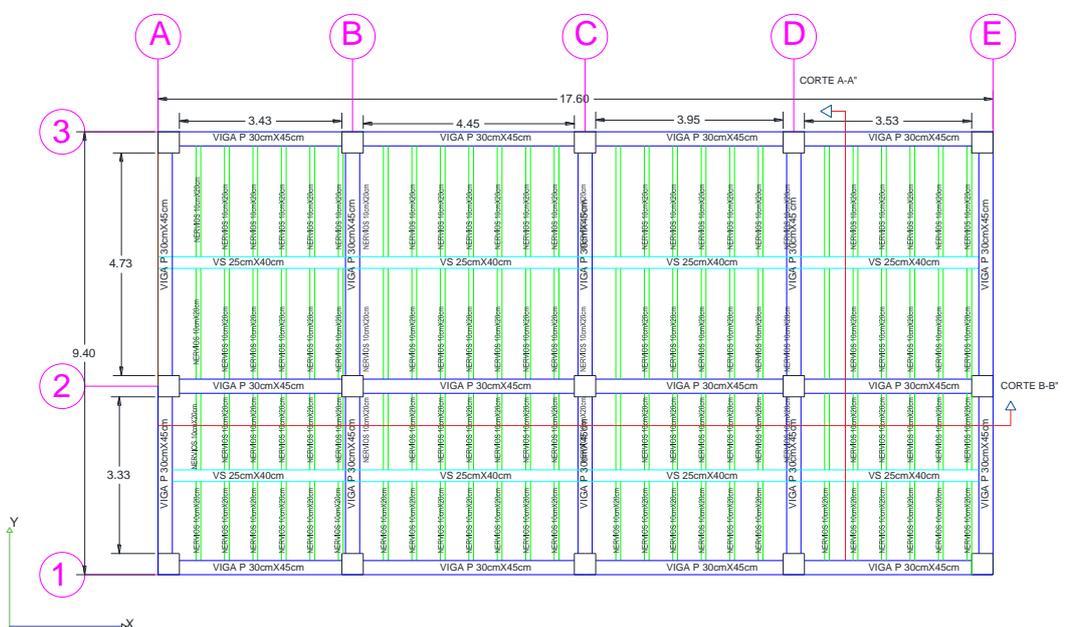


Figura 27.

Corte de losa A-AA

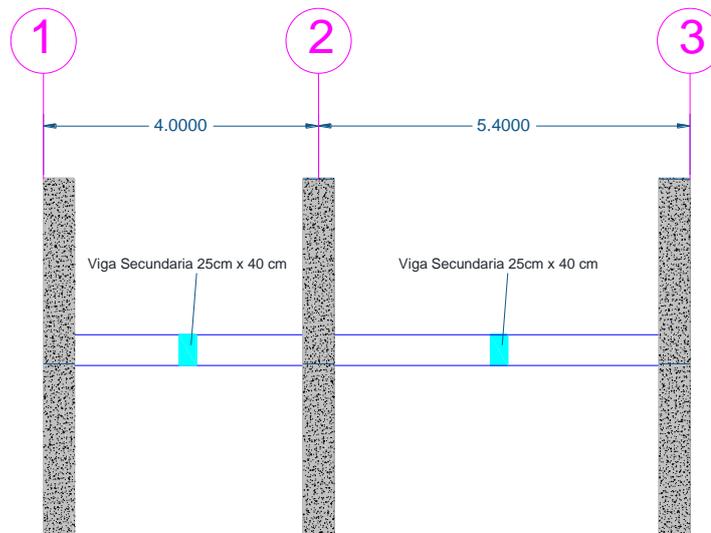
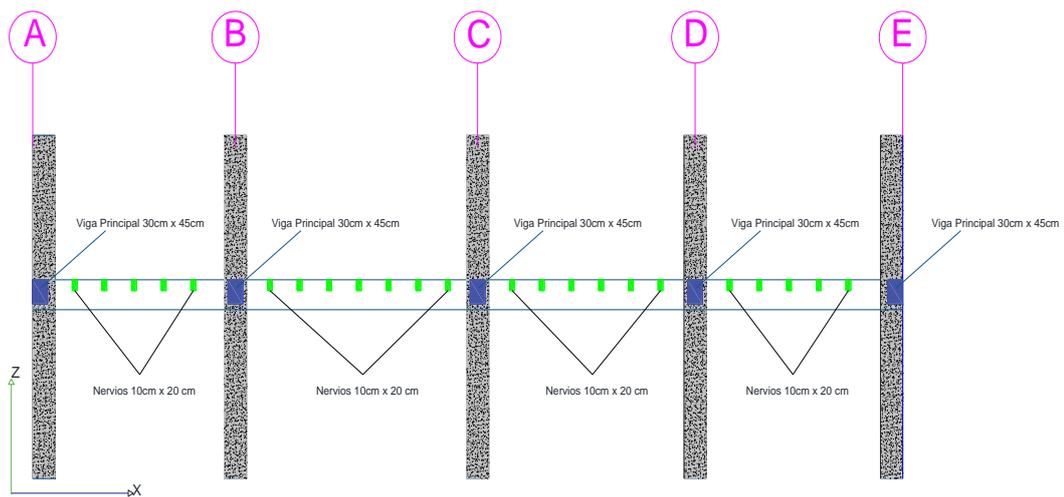


Figura 28.

Corte de losa B-BB



El sistema estructural utilizado será de pórticos especiales resistentes a momento, conforme las especificaciones del capítulo 18 del ACI 318-19 que tienen como objetivo; la provisión de un sistema estructural resistente a movimientos sísmicos a través de una respuesta dúctil e inelástica controlada por flexión de miembros del sistema primario resistente a sismos (vigas principales y columnas).

5.1.1. Materiales

5.1.1.1. Propiedades de los materiales y secciones.

5.1.1.1.1. Hormigón simple

Se considera al hormigón como un material isotrópico, que posee una resistencia a compresión $f'c$ 256.29 kg/m^3 . El módulo de elasticidad del hormigón se definió en la sección 3.1.2 del capítulo 3; siendo:

$$E_c = 170847.40 \text{ kg/cm}^2$$

Se adopta también el peso específico del material de hormigón simple modificado con polvo de neumáticos $\gamma_c = 2196.45 \text{ kg/m}^3$. Para el modelamiento en ETABS de la estructura se usará el peso específico del hormigón armado modificado con polvo de neumáticos de caucho $\gamma_{Ho}=2300 \text{ kg/m}^3$.

5.1.1.1.2. Acero de Refuerzo

Las propiedades del acero de refuerzo son consistentes con lo especificado en la sección 20.2 del ACI 318-19 (Varillas y alambres no pretensados).

Los valores adoptados para el módulo de elasticidad y resistencia de acero son:

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

5.1.1.1.3. Sistema de Losa Seleccionada

Se diseña un sistema de losa nervada en una dirección de hormigón armado modificado con polvo de neumáticos de caucho, diseñada con los parámetros recomendados por la norma NEC, como se muestra la figura 28.

5.2. Pre- dimensionamiento de elementos estructurales

El pre-dimensionamiento de los elementos es la versión inicial de la geometría del sistema estructural de la edificación.

5.2.1. Nervios y Losa

Considerando una separación libre entre nervaduras de 50 cm, y conforme a las especificaciones del capítulo 9 del ACI 38-19, se tiene:

$$t = \frac{S}{12} = \frac{50 \text{ cm}}{12} = 4,17 \text{ cm}$$

Se adopta $t_{losa} = 5 \text{ cm}$, para el espesor de la placa de compresión.

El ancho de las nervaduras no debe ser menor de 100 mm (Sec. 9.8 de ACI 318-19).

Se considera la altura de las nervaduras como el doble de ancho lo que es apropiado para luces de nervios entre vigas secundarias menores a 3m. Se obtiene:

$$h = 2b = 2(100)$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

Es la altura de nervio y del sistema de losa.

5.2.2. Vigas Principales (VP)

Las vigas principales (VP) son pre-dimensionadas para control de deflexiones y ancho mínimo normalizado por la norma NEC-2015. Se adoptará la misma geometría de viga V_p para ambas direcciones de la edificación.

Para el diseño de la altura de las vigas principales se utilizará el criterio de control de deflexiones. Se analiza una viga V_{py} del eje B considerando una longitud neta entre apoyos (l_n) de 4.73 metros.

$$h = \frac{l_n}{12} = \frac{473 \text{ cm}}{12} = 39.41 \text{ cm} = 40 \text{ cm}$$

$$b = \frac{h}{2} = \frac{39.41 \text{ cm}}{2} = 19.70 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$$

Para un mejor detallamiento del acero, la altura de la viga será de 45 cm. El ancho no cumple con la dimensión mínima establecida en la norma (25cm); por lo que se adopta un ancho de 30 cm.

Por lo tanto, la dimensión de las vigas principales será de (30cm x 45cm).

Para el nivel de cubierta, donde la carga es mucho menor, se adoptan dimensiones de vigas iguales a 25cm x 40cm.

5.2.3. Vigas Secundarias (VS)

La viga secundaria es pre-dimensionada para las cargas muertas y cargas vivas correspondientes a los pisos 1-4.

La altura mínima de la viga secundaria para evitar grandes deflexiones está dada por la relación $ln/12$. Se considera la viga Vs crítica entre los ejes B Y C cuya longitud neta entre apoyos (ln) de 4.45metros.

$$h = \frac{ln}{12} = \frac{445 \text{ cm}}{12} = 37.1 \approx 40 \text{ cm}$$

Se asume un ancho de 25 cm. Por lo tanto, la dimensión de la viga secundaria será de 25cm x 40 cm.

5.2.4. Columnas

El pre-dimensionamiento de columnas mostrado a continuación se basa en las cargas axiales originadas en las cargas de gravedad D y L. Para la obtención de las cargas se utiliza el método de área de influencia y flujo de carga.

A partir de las secciones antes pre-dimensionadas, se procede con el cálculo aproximado de la carga tributaria para una columna crítica (interior de la planta baja), considerando la adición de carga viva y carga permanente que será transmitida a la columna en estudio.

Para los pisos 1 – 4 se tiene:

$$W_D = 0.75 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_L = 0.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Para la cubierta (Piso 5) se tiene:

$$W_D = 0.25 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$W_L = 0.07 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

El área tributaria correspondiente a la columna B2 (en la intersección de ejes B y 2)

$$\text{es: } 4.5 \text{ m} \times 4.7 \text{ m} = 21.15 \text{ m}^2$$

La carga factorada de la Columna B2 en el piso 1es:

$$w_u = (1.2D + 1.6L) * \text{Area tributaria}$$

$$w_u = \left((1.2(4 * (0.75 + 0.25))) + (1.6(4 * (0.2 + 0.07))) \right) * 21.15$$

$$w_u = 138.10 \text{ ton}$$

Aplicando el método de Arnal y Epelboim mostrado en el “Manual para el proyecto de estructuras de concreto armado para edificaciones”, se procede a definir el área requerida para la columna de la siguiente manera:

$$\text{Área de columnas} = \frac{w_u}{0.3f'_c}$$

$$Ac = \frac{w_u}{\alpha f'_c} = \frac{138.10 \text{ ton}}{0.3 * 0.25629 \text{ Ton/cm}^2} = 1796.14 \text{ cm}^2$$

Donde requerido resulta B = H = 42.38cm

Siendo :

$$w_u = \text{La carga factorada para el diseño}$$

$\alpha = 0.3$ por ser columna interior.

Considerando que se trata de hormigón modificado con polvo de neumáticos de caucho, la sección transversal de la columna cuadrada se adopta igual a B = H = 45 cm

Para el piso de cubierta se reducirá la sección de las columnas a 40cm x 40cm.

Tabla 23.

Descripción de los elementos estructurales

Piso	Sección	Sección	Vigas	Sección Vigas
	columna	Principales X y Y		Secundarias X y Y
	(cm)x(cm)	(cm)x(cm)		(cm)x(cm)
1	45x45	30x45		25x40
2	45x45	30x45		25x40
3	45x45	30x45		25x40
4	45x45	30x45		25x40
5 (cubierta)	40x40	25x40		No contiene vigas secundarias

Figura 29.

Vista en elevación de la descripción de las dimensiones en la estructura



5.3. Análisis de la estructura del pre diseño.

De acuerdo a la norma NEC-15, el objetivo del pre-diseño de las estructuras es el dimensionamiento final de los elementos para satisfacer requerimientos de la norma NEC-SE-DS-2015 sobre el comportamiento global; el cual involucra el control de rigidez, derivas y torsión, Usando el software ETABS, se analizan los casos de sismos en la dirección X y la dirección Y de la estructura, considerando casos de excentricidad accidental de la masa perpendicular a la fuerza aplicada. Estos casos son:

- a) Ex1 (+0.05): Sismo en la dirección X con excentricidad accidental + 0.05Ly.
- b) Ex2 (-0.05): Sismo en la dirección X con excentricidad accidental - 0.05Ly.
- c) Ey1 (+0.05): Sismo en la dirección Y con excentricidad accidental + 0.05Lx.
- d) Ey2 (-0.05): Sismo en la dirección Y con excentricidad accidental + 0.05Lx.

5.3.1. Cargas sobre impuestas

A continuación, se calculan las cargas sobreimpuestas en las losas de los pisos para el análisis.

En los modelos matemáticos intervienen las vigas principales y secundarias; y las columnas cuyos pesos se calculan automáticamente dentro del programa.

Las cargas sobre-impuestas corresponden a los elementos estructurales secundarios (losas y nervios) y los elementos no estructurales, por lo que deben aplicarse sobre las vigas principales y secundarias modeladas en ETABS.

5.3.1.1. Cálculo de Carga Muerta

La Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC -15 especifica los valores para el cálculo de la carga muerta y carga viva de una edificación.

El cálculo de la carga muerta o permanente está compuesto por los pesos de todos los elementos estructurales y no estructurales sobre impuestos (mampostería, enlucido,

instalaciones, cerámica, recubrimiento de piso, tumbado y losa) y el peso propio de la estructura (NEC-SE-DS, 2015).

Tabla 24.

Carga Muerta Sobreimpuesta en pisos 1-4

DESCRIPCION	PESO UNITARIO	UNIDADES
Mampostería	100	kg/m ²
Enlucido	50	kg/m ²
Instalaciones	40	kg/m ²
Cerámica	46	kg/m ²
Recubrimiento de piso	45	kg/m ²
Tumbado	50	kg/m ²
Losa + nervio	198	kg/m ²
Carga Sobreimpuesta total	529	kg/m²

Tabla 25.

Carga Muerta Sobreimpuesta en el piso de cubierta

DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO	UNIDADES
Tumbado falso	40	kg/m ²
Correas metálicas	15	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Cubierta tipo Eternit	8	kg/m ²
Carga Sobreimpuesta total	65	kg/m²

5.3.1.2.Carga Viva

Para el cálculo de carga viva, se asume que el edificio tendrá un uso residencial durante el transcurso de su vida útil, adoptándose una carga viva de 200 kg/m² para los pisos habitables (1-4) y en el último piso de cubierta, se adopta (piso5) una carga viva de 70 kg/m², según lo establecido por la Norma Ecuatoriana de la Construcción cargas sísmicas (NEC-2015).

5.3.2. Cálculo del peso propio de la estructura.

Para el cálculo total del peso propio de la estructura se deben sumar los pesos de cada elemento que la conforman: Vigas principales en las direcciones X y Y, Vigas Secundarias y Columnas, el peso propio de la edificación total es de 234 Ton.

En la Tabla 26 se calcula el peso de columnas en cada uno de los pisos, el peso propio de columnas se obtiene de la siguiente fórmula.

$$P_C = (b * h) * (Altura)(Peso Unitario del hormigón)(Cantidad de elementos)$$

Tabla 26.

Peso de columnas en cada una de sus pisos

Pisos	Sección		Altura	Peso hormigón modificado	Cantidad de Elementos	Peso Propio
	Columnas (cm)	Entrepisos (m)				
	b	H				
Piso 1	45	45	3.15	2.3	15	22
Piso 2	45	45	3.15	2.3	15	22
Piso 3	45	45	3.15	2.3	15	22
Piso 4	45	45	3.15	2.3	15	22
Cubierta	40	40	3.15	2.3	15	17.4
Total Peso Propio de Columnas						105.4

Se calcula el peso propio de las vigas principales en dirección X de 30cm x 45 cm

$$P_{Vpx} = (b * (h_{viga} - h_{losa})) * (Longitud\ total\ en\ direccion\ X)(\gamma_{Ho})$$

$$Longitud\ total\ en\ direccion\ X = 17.60 - (0.45 * 5) = 15.35 * 3 = 46.05m$$

$$H = 45cm - 9cm = 36\ cm$$

Siendo:

17.60 m= Longitud de la edificación en la dirección X

0.45 m= Ancho de Columna

0.09 m= Altura de losa

Tabla 27.

Peso de Vigas Principales en dirección X

Pisos	Sección		Longitud total en dirección X	Peso hormigón modificado (Ton/m3)	del Peso Propio (Ton)
	b	h			
	Piso 1	30			
Piso 2	30	36	46.05	2.3	11.44
Piso 3	30	36	46.05	2.3	11.44
Piso 4	30	36	46.05	2.3	11.44
Cubierta	25	31	46.05	2.3	10.59
Total peso de Viga principal					56.35

Se calcula el peso propio de las vigas principales en dirección Y

$$P_{Vpy} = (b * (h_{viga} - h_{losa})) * (Longitud\ total\ en\ direccion\ Y)(\gamma_{Ho})$$

$$Longitud\ total\ en\ direccion\ Y = 9.40 - (0.45 * 3) = 8.05 * 5 = 40.25m$$

Siendo:

9.40 m= Longitud de la edificación en la dirección Y

0.45 m= Ancho de columna

0.09 m= Altura de losa

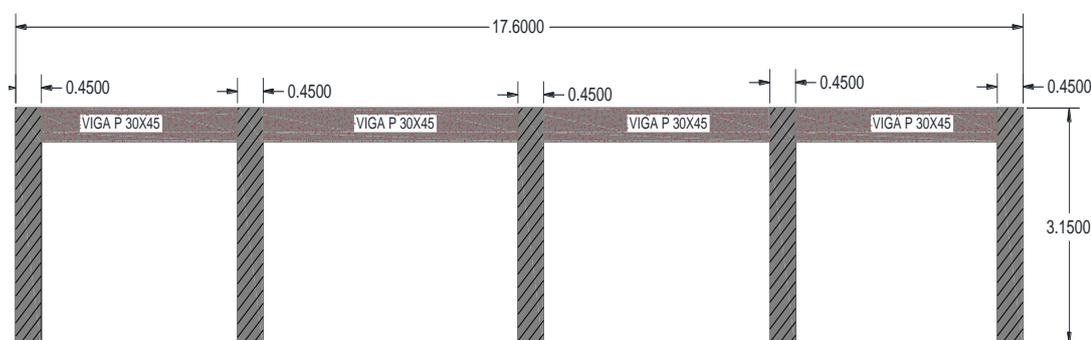
Tabla 28.

Peso de Vigas Principales en dirección Y

Pisos	Sección de Vigas (cm)		Longitud total de dirección X	Peso hormigón modificado (Ton/m3)	Peso Propio (Ton)
	b	h			
Piso 1	30	36	40.25	2.3	10.00
Piso 2	30	36	40.25	2.3	10.00
Piso 3	30	36	40.25	2.3	10.00
Piso 4	30	36	40.25	2.3	10.00
Cubierta	25	31	40.25	2.3	9.26
Total Viga principal en Y					49.26

Figura 30.

Vista en elevación de columnas y vigas en dirección x.



Se calcula el peso propio de la viga secundaria en dirección X

$$P_{VSX} = (b * (h_{viga} - h_{losa})) * (Longitud total en direccion X)(\gamma_{Ho})$$

$$Longitud total en direccion Y = 17.60 - (0.30 * 5) = 16.1 * 2 = 32.20m$$

Siendo:

17.60 m = Longitud de la edificación en dirección X

0.30 m = Ancho de Viga principal V_{py}

0.09 m = Altura de losa

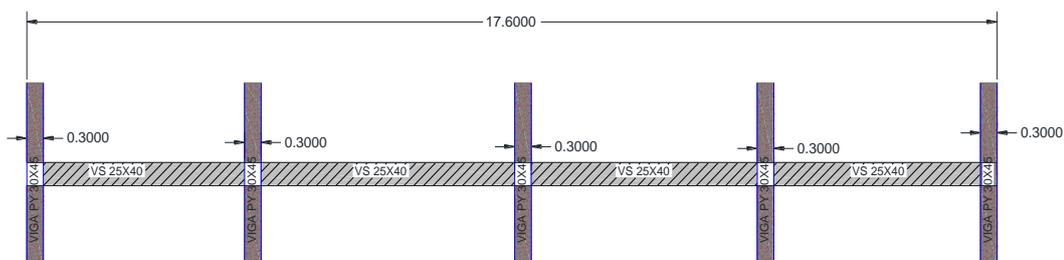
Tabla 29.

Peso de Vigas Secundarias en dirección X

Pisos	Sección de Vigas (cm)		Longitud total dirección X	Peso hormigón modificado (Ton/m ³)	Peso Propio (Ton)
	b	h			
Piso 1	25	31	32.2	2.3	5.74
Piso 2	25	31	32.2	2.3	5.74
Piso 3	25	31	32.2	2.3	5.74
Piso 4	25	31	32.2	2.3	5.74
Total, de peso propio viga secundaria					22.96

Figura 31.

Vista en elevación de vigas principales en dirección Y y vigas secundarias en dirección X



5.4. Diseño Preliminar NEC-2015

5.4.1. Inercia Agrietadas

Para un diseño en condiciones normalizadas es necesario considerar inercias agrietadas en lugar de utilizar inercias de la sección completa. Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción y en congruencia con la norma ACI 318-19, las inercias agrietadas se toman como una fracción de I_g .

Las inercias agrietadas se adoptan de la siguiente forma: para vigas $0.5I_g$ y para columnas $0.8 I_g$.

5.4.2. Combinaciones de Carga

Las combinaciones de carga analizadas corresponden a lo dispuesto en la NEC-SE-CG en la sección 3.4.3.

Se considera la acción de las cargas sísmicas en dirección X y Y.

Tabla 30.

Combinaciones de cargas ingresadas en ETABS.

COMBINACIÓN	NEC 15
1	0.9D+EX1
2	0.9D+EX2
3	0.9D-EX1
4	0.9D-EX2
5	0.9D+EY1
6	0.9D+EY2d
7	0.9D-EY1
8	0.9D-EY2
9	1.4D
10	1.2D+1.6L
11	1.2D+L+EX1

12	1.2D+L+EX2
13	1.2D+L-EX1
14	1.2D+L-EX2
15	1.2D+L+EY1
16	1.2D+L+EY2
17	1.2D+L-EY1
18	1.2D+L-EY2

5.4.3. Cálculo Basal del Pre- Diseño de la estructura.

5.4.3.1. Análisis Modal

En la Tabla 31 se detalla el análisis modal con las 15 formas modales de la estructura, que alcanzan el 100% de las masas participativas que caracterizan el comportamiento dinámico de la estructura.

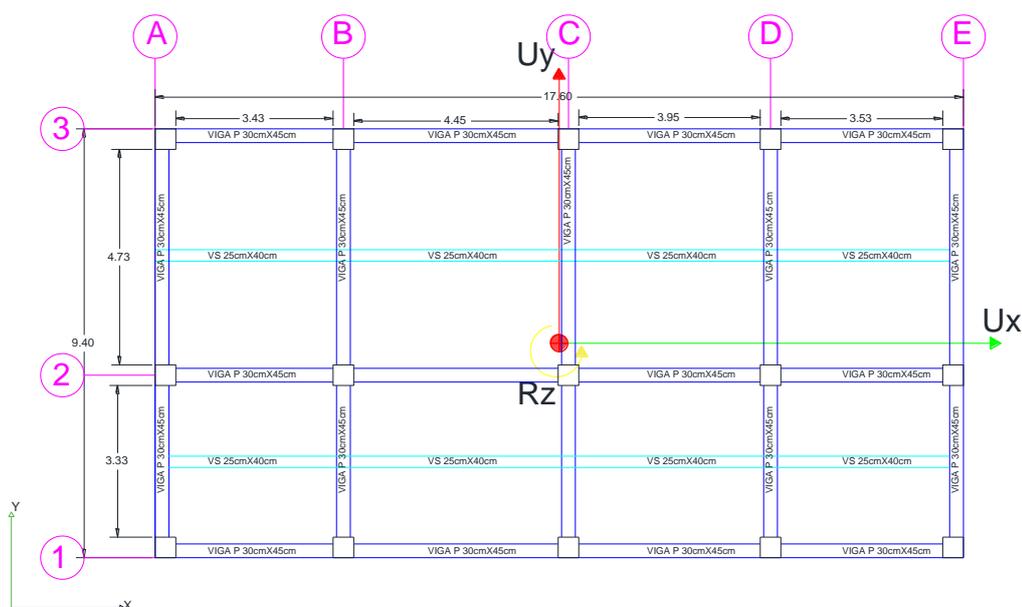
Tabla 31.

Periodos de Vibración y Masas Modales Participativas

Modo	Periodo	UX	UY	Suma UX	Suma UY	RZ	Suma RZ
	segundos						
1	0.97	0.00%	80.92%	0.00%	80.92%	0.00%	0.00%
2	0.86	80.45%	0.00%	80.45%	80.92%	1.64%	1.64%
3	0.78	1.64%	0.00%	82.10%	80.92%	79.99%	81.64%
4	0.29	0.00%	11.50%	82.10%	92.41%	0.00%	81.64%
5	0.27	10.78%	0.00%	92.88%	92.41%	0.19%	81.82%
6	0.24	0.18%	0.00%	93.06%	92.41%	10.82%	92.64%
7	0.16	0.00%	4.39%	93.06%	96.80%	0.00%	92.64%
8	0.15	4.02%	0.00%	97.08%	96.80%	0.05%	92.70%
9	0.14	0.05%	0.00%	97.13%	96.80%	4.16%	96.85%
10	0.11	0.00%	2.23%	97.13%	99.03%	0.00%	96.85%
11	0.11	2.00%	0.00%	99.13%	99.03%	0.02%	96.87%
12	0.09	0.02%	0.00%	99.14%	99.03%	2.20%	99.07%
13	0.08	0.00%	0.97%	99.14%	100.00%	0.00%	99.07%
14	0.08	0.85%	0.00%	99.99%	100.00%	0.01%	99.08%
15	0.07	0.01%	0.00%	100.00%	100.00%	0.92%	100.00%

Figura 32.

Factores de participación Modal

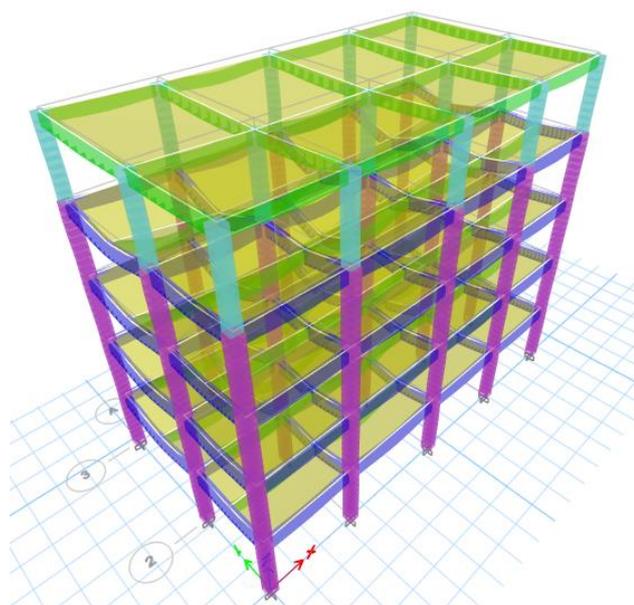


5.4.3.2. Periodo de la estructura

Una vez modelada la estructura en el programa ETABS, se determina que la estructura tiene un periodo $T_x = 0.97$ en dirección Y y $T_y = 0.86$ en dirección x.

Figura 33.

Estructura en 3D en ETABS de la edificación



5.4.3.3. Factor de Zona (Z)

La provincia de Santa Elena se encuentra en la zona sísmica VI, con un factor de zona $Z=0.5$ y coeficientes del suelo de tipo C que son: $F_a = 1.18$, $F_d = 1.06$ y $F_s = 1.23$; de acuerdo con las tablas 3(a), 3(b), y 3(c) descritas en la norma NEC-SE-DS.

5.4.3.4. Espectro elástico horizontal de diseño o en aceleración

La sección 3.3 de la norma NEC-SE-DS especifica los factores necesarios para la definición del espectro elástico de aceleraciones S_a . Para la provincia de Santa Elena en suelo tipo C, el espectro de diseño se muestra a continuación:

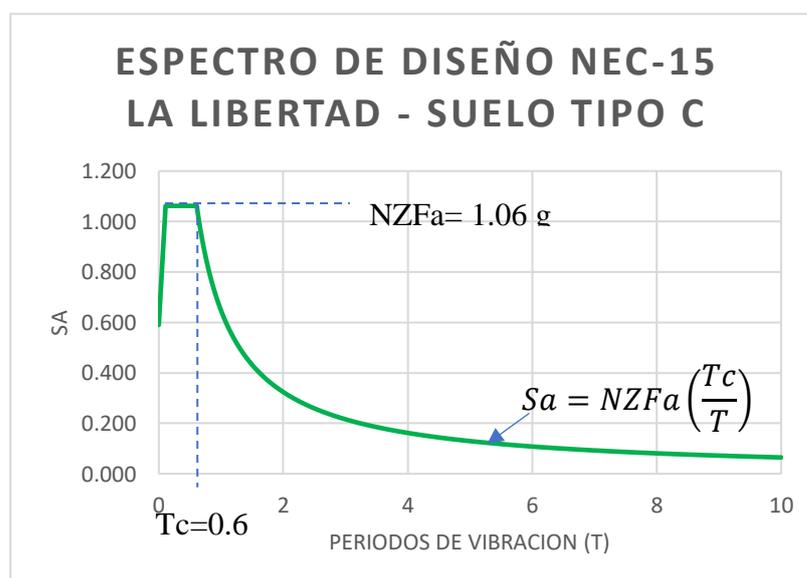
Tabla 32.

Datos para espectro de diseño

Parámetro	Valor
ZONA	VI
Z	0.5
N	1.80
F_a	1.18
F_d	1.06
F_s	1.23
T_0	0.11
T_c	0.61
R	5

Figura 34.

Espectro de diseño para Santa Elena de suelo tipo C



5.4.3.5. Factor de Importancia y Coeficientes de Configuración Estructural

El coeficiente de importancia (I) es igual a 1.0, como lo indica la tabla 6 de la sección 4.1 de la norma NEC - SE - DS - 2015 para estructuras de uso residencial.

Se adopta el factor de reducción de fuerzas Sísmica $R=5$ por seguridad, dado que se presume que el uso de polvo de neumáticos de caucho resta ductilidad al sistema; y dicha ductilidad se reduce desde alta ($R = 8$) hasta intermedia ($R = 5$).

Dado que la estructura es regular, se adopta el coeficiente de regularidad en planta $\phi_p = 1$ y el coeficiente de regularidad en elevación $\phi_e = 1$.

5.4.3.6. Cargas Sísmicas

Según lo estipulado la norma NEC-SE-DS-2015, para el cálculo del peso sísmico se utiliza el 100% de la carga muerta, y por seguridad se agrega el 25% de la carga viva. Siendo la carga sísmica reactiva $W=D +0.25L$.

5.4.3.7. Peso Sísmico

Utilizando el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva, se puede calcular el peso sísmico en dirección X y en dirección Y cuya unidad de medida es toneladas (Ton) las que serán mostradas en la tabla 32.

Tabla 33.

Pesos Sísmicos de la Estructura por pisos

PISOS	PESO DE ESTRUCTURA Ton	Carga Muerta D Ton	Carga Viva L Ton	PESO SISMICO D+0.25L Ton
5	37.24	10.754	11.581	50.89
4	49.19	87.518	33.088	144.98
3	49.19	87.518	33.088	144.98
2	49.19	87.518	33.088	144.98
1	49.19	87.518	33.088	144.98
SUMA	233.99	360.826	143.933	630.80

5.4.3.8. Descripción de Fuerzas Horizontales

La metodología aplicada de diseño sísmico según la norma NEC -2015, es la siguiente:

Dirección X:

Para la dirección X, con el periodo de la estructura igual a 0.86 segundos se obtiene del espectro de diseño el valor de $s_a = 0.7533g$.

Siendo el Periodo Fundamental de vibración aproximado $T_a = C_t * (h_m)^\alpha$

Con $C_t = 0.055$, $h_n = 15.75$ m, $\alpha = 0.9$, se tiene $T_a = 0.66$ segundos.

El valor calculado para dicho Periodo Fundamental debe ser: $T_x \leq 1.4T_a$

Como $0.86 \leq 1.4(0.66) \leq 0.92$, esta condición se cumple.

Para el cálculo del cortante basal en la dirección X, se usará el periodo fundamental calculado $T_x = 0.86$ segundos.

Tabla 34.

Exponente k para distribución del Cortante Basal en la Dirección X

$K = 0.75 + 0.5 * T$	
$T = 0.86$ seg	$K = 1.18$

El cálculo del cortante basal se muestra a continuación:

$$V = C_s * W_T$$

Siendo:

$s_a =$ Aceleración espectral

$$S_a = NZFa \left(\frac{T_c}{T} \right) = (1.80)(0.5)(1.18) \left(\frac{0.61}{0.86} \right) = 0.753$$

$$C_s \text{ coeficiente sísmico. } c_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} = \frac{(1)(0.753)}{(5)(1)(1)} = 0.15$$

W_T Peso Sísmico Total

$$V = (0.15)(630.80) \text{ Ton}$$

$$V = 94.62 \text{ Ton}$$

La distribución de fuerzas sísmicas de la tabla 35 se realiza considerando los resultados del peso por piso mostrados en la tabla 33.

Tabla 35.

Cortante Basal y distribución de fuerzas sísmicas por pisos NEC-SE-DS sismo X

PISOS	ALTURA	PESO SISMICO	$w_i * h^k$	$\frac{w_i * h^k}{\sum w_i * h^k}$	$V_x = V * \frac{w_i * h^k}{\sum w_i * h^k}$
5	15.75	50.89	1316.48	0.16	15.42
4	12.6	144.98	2882.34	0.36	33.78
3	9.45	144.98	2052.62	0.25	24.03
2	6.3	144.98	1272.10	0.16	14.86
1	3.15	144.98	561.44	0.07	6.53
TOTAL		630.80	8084.99	1	94.62

Dirección X:

Para la dirección Y, con un periodo de la estructura igual a 0.97 segundos se obtiene del espectro de diseño el valor de $s_a = 0.67g$.

Siendo el Periodo Fundamental de vibración aproximado $T_a = C_t * (h_m)^\alpha$

Con $C_t = 0.055$, $h_n = 15.75$ m, $\alpha = 0.9$, se tiene $T_a = 0.66$ segundos.

El valor calculado para dicho Periodo Fundamental debe ser: $T_x \leq 1.4T_a$

Como $0.97 \leq 1.4(0.66) \leq 0.92$, esta condición no se cumple. Sin embargo, por ser similar, para el cálculo del cortante basal en la dirección Y, se usará el periodo de vibración calculado $T_y = 0.97$ segundos.

Tabla 36.

Exponente k para distribución del Cortante Basal en la Dirección Y

	$K = 0.75 + 0.5 * T$
T=0.97	K = 1.24

El cálculo del cortante basal se muestra a continuación:

$$V = C_s * W_T$$

Siendo:

$$s_a = \text{Aceleración espectral}$$

$$S_a = NZFa \left(\frac{T_c}{T} \right) = (1.80)(0.5)(1.18) \left(\frac{0.61}{0.97} \right) = 0.668$$

$$C_s \text{ coeficiente sísmico. } c_s = \frac{I * S_a}{R * \phi_P * \phi_E} = \frac{(1)(0.668)}{(5)(1)(1)} = 0.134$$

W_T Peso Sísmico Total

$$V = (0.134)(630.80) \text{ Ton}$$

$$V = 84.53 \text{ Ton}$$

La distribución de fuerzas sísmicas de la tabla 37 se realiza considerando los resultados del peso por piso mostrados en la tabla 33.

Tabla 37.

Cortante basal y distribución de fuerzas sísmicas por pisos NEC-SE-DS sismo Y

PISOS	ALTURA	PESO SISMICO	$w_i * h^k$	$\frac{w_i * h^k}{\sum w_i * h^k}$	$V_x = V * \frac{w_i * h^k}{\sum w_i * h^k}$
5	15.75	50.89	1531.96	0.17	14.37
4	12.6	144.98	3313.26	0.36	30.43
3	9.45	144.98	2322.51	0.25	21.13
2	6.3	144.98	1407.62	0.15	12.68
1	3.15	144.98	598.015	0.07	5.92
TOTAL		630.80	9173.356	1	84.53

5.4.4. Análisis en el Software ETABS.

5.4.4.1. Centro de rigidez

El centro de rigidez de cada piso lo reporta el programa ETABS, incluyendo las cargas gravitacionales que actúan en la estructura. Debido a que la planta es regular, la excentricidad inherente es pequeña en el diseño.

Tabla 38.*Resultados del centro de rigidez en ETABS*

Piso	Diafragma	Centro de Masa Acumulativo		Centro de rigidez		Excentricidad inherente			
		XCCM m	YCCM m	XCR m	YCR m	ex m	ey m	Ix	Iy
P1	D1	8.8	4.63	8.82	4.46	-0.02	0.17	-0.11%	1.81%
P2	D2	8.8	4.63	8.82	4.45	-0.02	0.18	-0.11%	1.91%
P3	D3	8.8	4.63	8.82	4.44	-0.02	0.19	-0.11%	2.02%
P4	D4	8.8	4.64	8.82	4.44	-0.02	0.2	-0.11%	2.13%

En la tabla 38, se muestra la rigidez en dirección Y de la estructura, no tiene pisos flexibles y está bien proporcionado teniendo mayor rigidez en el piso 1.

Tabla 39.*Tabla de rigidez en dirección Y*

Piso	Caso de Carga	Rigidez Y tonf/m
Story5	Ey2	2154.72
Story4	Ey2	4133.16
Story3	Ey2	4509.97
Story2	Ey2	5040
Story1	Ey2	9125.82
Story5	Ey1	2155.19
Story4	Ey1	4134.64
Story3	Ey1	4511.86
Story2	Ey1	5042.26
Story1	Ey1	9130.15

5.4.4.2. Derivas de Pisos

La sección 6.3.9 de la norma NEC-SE-DS se especifica el procedimiento para el control de las derivas inelásticas. Las derivas se calculan restando los desplazamientos del piso superior e inferior.

Considerando:

$$R = 5 \text{ y } H_{sx} = 315 \text{ cm}$$

Los desplazamientos en las direcciones X y Y obtenidos a partir del análisis lineal en el programa ETABS (figura 35), son utilizados para el cálculo de las derivas inelásticas.

Tabla 40.

Deriva elástica e inelástica sismo en dirección X

PISOS	COMBINACION DE CARGA	DIRECCION	DERIVAS ELASTICA	DERIVAS INELASTICA	CUMPLIMIENTO NEC Δ MAX/<2%
Story5	Ex1	X	0.00169	0.006	CUMPLE
Story5	Ex2	X	0.001656	0.006	CUMPLE
Story4	Ex1	X	0.002928	0.011	CUMPLE
Story4	Ex2	X	0.00284	0.011	CUMPLE
Story3	Ex1	X	0.004139	0.016	CUMPLE
Story3	Ex2	X	0.004003	0.015	CUMPLE
Story2	Ex1	X	0.004596	0.017	CUMPLE
Story2	Ex2	X	0.004444	0.017	CUMPLE
Story1	Ex1	X	0.002903	0.011	CUMPLE
Story1	Ex2	X	0.002811	0.011	CUMPLE

Tabla 41.

Deriva elástica e inelástica sismo en dirección Y

PISOS	COMBINACION DE CARGA	DIRECCION	DRIFT	DERIVAS INELASTICA	CUMPLIMIENTO NEC Δ MAX/<2%
Story5	Ey1	Y	0.002172	0.008145	CUMPLE
Story5	Ey2	Y	0.002176	0.00816	CUMPLE
Story4	Ey1	Y	0.003681	0.01380375	CUMPLE
Story4	Ey2	Y	0.003692	0.013845	CUMPLE
Story3	Ey1	Y	0.005065	0.01899375	CUMPLE
Story3	Ey2	Y	0.005082	0.0190575	CUMPLE
Story2	Ey1	Y	0.005452	0.020445	CUMPLE
Story2	Ey2	Y	0.005472	0.02052	CUMPLE
Story1	Ey1	Y	0.003237	0.01213875	CUMPLE
Story1	Ey2	Y	0.00325	0.0121875	CUMPLE

En las tablas 39 y en la tabla 40, se presentan los resultados de derivas para los 5 pisos de la estructura considerando la acción de los sismos en las direcciones X y Y; con las excentricidades accidentales asociadas.

Se demuestra a continuación que la mayor excentricidad ocurre en el caso para Ey2 para el piso 2. A continuación, se detalla el cálculo de la deriva espacial para el piso 2 en la esquina del nodo 3.

Tabla 42.

Datos del Nodo 3 en ETABS

PISO	LABEL	ÚNICO NOMBRE	COMBINACIÓN CARGA	UX m	UY m
Story2	3	33	Ey2	0.001439	0.027474
Story1	3	5	Ey2	0.000553	0.010236

El desplazamiento resultante:

$$\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2} = \sqrt{(0.001439)^2 + (0.027474)^2} = 0.0022\text{m}$$

La deriva elástica se calcula con el desplazamiento de pisos consecutivos dividido para la altura de entrepisos.

$$\Delta_E = \frac{\varepsilon_2 - \varepsilon_1}{hsx}$$

$$\Delta_E = \frac{0.010236 - 0.027474}{3.15} = 0.0054$$

La deriva inelástica es igual a $\Delta_M = 0,75 R\Delta_E$ se obtiene:

$$\Delta_M = 0,75 * 5 * 0.0054 = 0,020 = 2\%$$

Se verifica $\Delta_M = 2\%$, por lo tanto, cumple con la norma NEC-SE-DS-2015.

5.4.4.3. Chequeo de Irregularidad Torsional

Se realiza el chequeo de la condición de regularidad para la estructura analizada mediante los chequeos de torsión de la norma NEC. En el análisis de irregularidad torsional de la estructura, se usan dos nodos en el eje X y dos nodos en el Eje Y para el cálculo de las derivas máximas y promedio.

Los resultados de la tabla 42 muestran que no existe torsión excesiva en la estructura.

Figura 35.

Desplazamiento del piso 2 causado por un sismo en Y 0.05

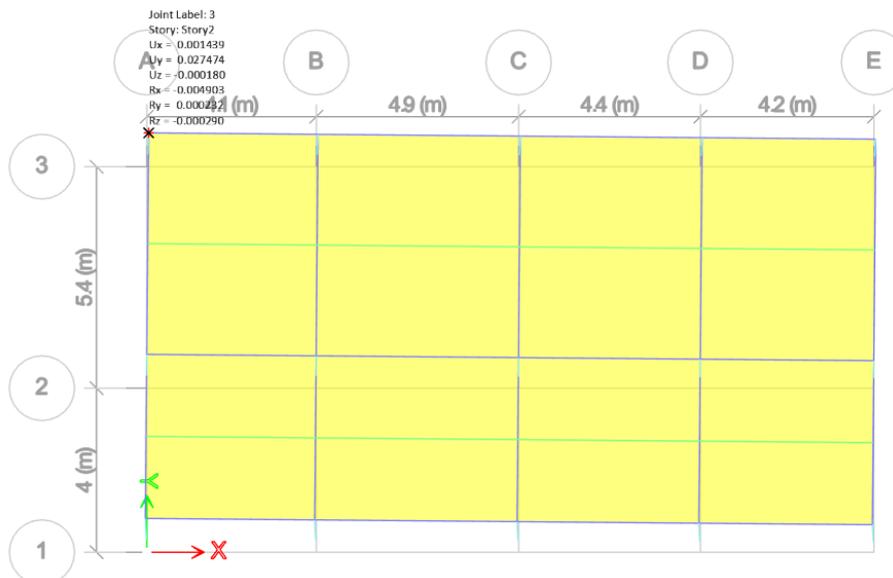


Tabla 43.

Datos de deriva máxima y deriva promedio

PISOS	CARGA	DIRECCIÓN	MAX DERIVA	DERIVA PROMEDIO	TORSIÓN	REVISIÓN $\Delta_{MAX} < 1.2 \Delta_{PROM}$
			m	m		
Story5	Ex1	X	0.005323	0.005178	1.028	No hay Torsión excesiva
Story5	Ey1	Y	0.006843	0.006549	1.045	No hay Torsión excesiva
Story5	Ex2	X	0.005218	0.005168	1.01	No hay Torsión excesiva
Story5	Ey2	Y	0.006855	0.006551	1.047	No hay Torsión excesiva
Story4	Ex1	X	0.009253	0.008859	1.044	No hay Torsión excesiva
Story4	Ey1	Y	0.01163	0.010795	1.077	No hay Torsión excesiva
Story4	Ex2	X	0.008973	0.008828	1.016	No hay Torsión excesiva
Story4	Ey2	Y	0.011665	0.010799	1.08	No hay Torsión excesiva
Story3	Ex1	X	0.013037	0.012419	1.05	No hay Torsión excesiva
Story3	Ey1	Y	0.015954	0.014634	1.09	No hay Torsión excesiva
Story3	Ex2	X	0.012609	0.012371	1.019	No hay Torsión excesiva
Story3	Ey2	Y	0.016008	0.01464	1.093	No hay Torsión excesiva
Story2	Ex1	X	0.014478	0.013771	1.051	No hay Torsión excesiva
Story2	Ey1	Y	0.017175	0.015659	1.097	No hay Torsión excesiva
Story2	Ex2	X	0.013997	0.013717	1.02	No hay Torsión excesiva
Story2	Ey2	Y	0.017237	0.015666	1.1	No hay Torsión excesiva
Story1	Ex1	X	0.009143	0.008706	1.05	No hay Torsión excesiva
Story1	Ey1	Y	0.010197	0.009249	1.103	No hay Torsión excesiva
Story1	Ex2	X	0.008855	0.008673	1.021	No hay Torsión excesiva
Story1	Ey2	Y	0.010236	0.009253	1.106	No hay Torsión excesiva

Una vez analizada la estructura se puede notar que la estructura cumple con las especificaciones de la NEC -2015. Por lo tanto, las dimensiones de columnas y vigas se consideran definitivos y se procede al diseño de la estructura.

5.5. Diseño de los elementos Estructurales con ACI 318-19

Las vigas se diseñan para resistir flexión y corte. La sección 18.6 “Vigas de pórticos especiales resistentes a momento” de la norma ACI 318-19 establece las especificaciones obligatorias para: dimensiones, refuerzo longitudinal, refuerzo transversal y refuerzo al cortante equivalente del diseño.

Se realiza a continuación el diseño de las vigas principales conforme las especificaciones antes mencionadas.

5.5.1. Diseño de Viga

Se revisan los límites dimensionales estipulados en la norma ACI 318-19. Para la viga principal V_{py} .

Criterios ACI 318-19:

- La luz libre l_n no debe ser menor que 4 veces el peralte efectivo.

$$l_n \geq 4d; \quad 5.40 \geq 1.8 \quad \text{“OK”}$$

- El ancho b_w debe ser al menos igual al menor de $0.3h$ y 250 mm

$$b_w \geq 0.3h; \quad 0.35 \geq 0.15 \quad \text{“OK”}$$

$$0.35 \geq 0.25 \quad \text{“OK”}$$

Las demás secciones de vigas principales cumplen también con los requisitos dimensionales especificados en la norma. El cumplimiento de criterios se muestra a continuación:

Tabla 44.

Cumplimiento de requisitos dimensionales en vigas.

PISO	VIGA PRINCIPAL		ACI 318-14	
	Bw	H	$l_n \geq 4d$	$bw \geq 0.3h$
1	0.35	0.45	OK	OK
2	0.35	0.45	OK	OK
3	0.35	0.45	OK	OK
4	0.35	0.45	OK	OK
5	0.25	0.40	OK	OK

Las vigas principales de la estructura cumplen con lo establecido en la NEC

5.5.1.1. Diseño a Flexión de Vigas Críticas.

Se calculan los momentos actuantes en las vigas, producto de las combinaciones de carga muerta, carga viva y sismo. Los momentos máximos serán utilizados para calcular la cantidad de acero de refuerzo longitudinal requerida para flexión.

Se selecciona la principal del Piso 2 del Eje C (30 cm x 45 cm), dirección Y, por tener los momentos M_u más grandes, tal como se ilustra con la Envolvente de Momentos M_u de diseño mostrada en las Figuras 36 y 37.

Los momentos máximos negativos y máximos positivos para el diseño de los tramos de viga del Eje C entre los ejes 1 y 2 se muestran en la figura 37. Y el cálculo de las cuantías de acero longitudinal de esta viga sigue a continuación.

5.5.1.1.1. Cálculo de acero Longitudinal requerido para flexión.

A manera de ejemplo, a continuación, se presentan los cálculos de las áreas de acero requeridas para la viga del primer vano comprendido entre los ejes 1 y 2.

Figura 36.

Envolvente de Momentos Mu del Pórtico del Eje C

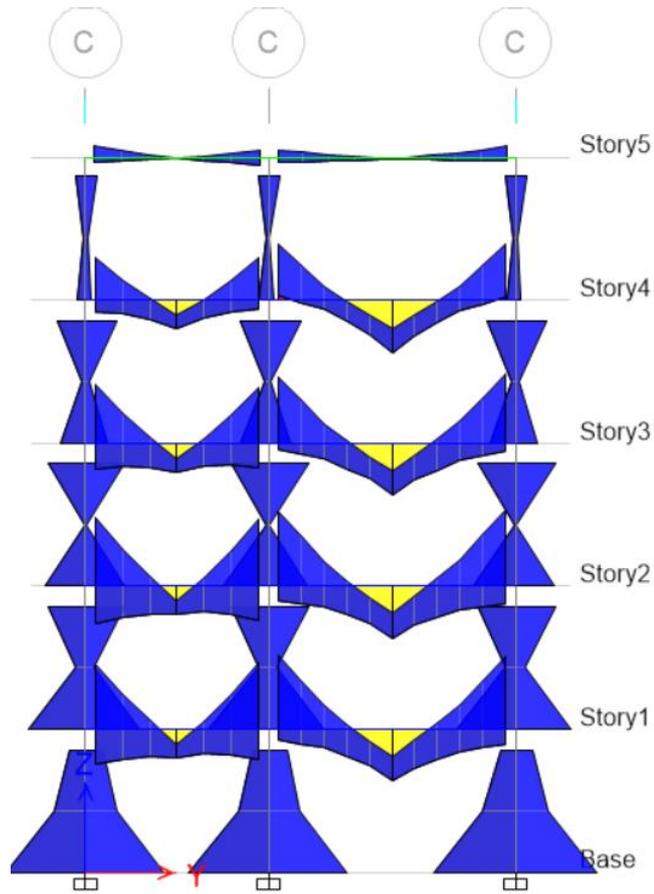
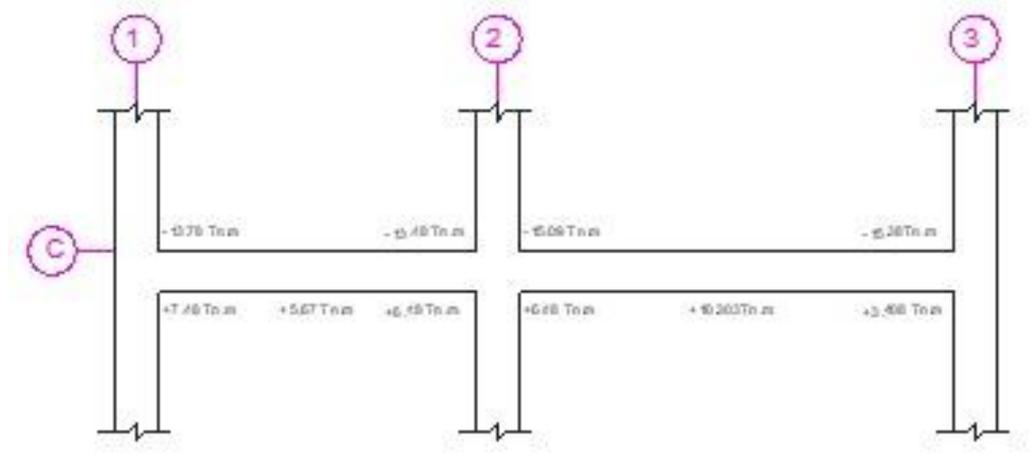
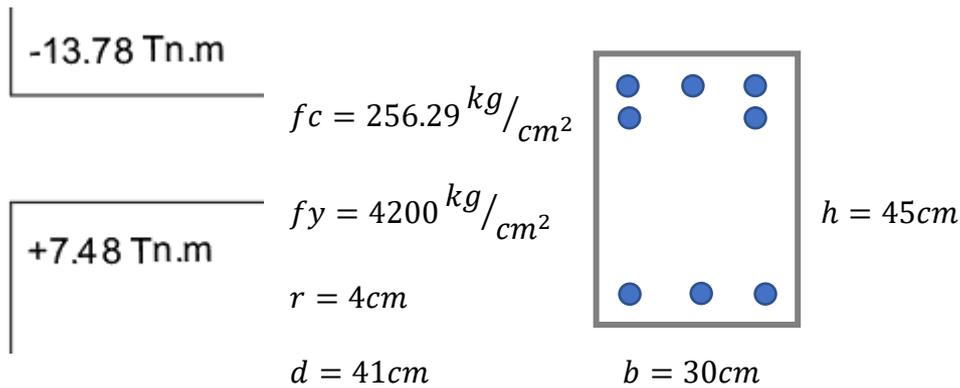


Figura 37.

Envolvente Momentos Mu en la viga principal del eje C en piso 2



SECCION IZQUIERDA:



MOMENTO (-13.78)

Cuantía del acero superior

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$Rn = \frac{13.780 * 1000 * 100}{0.9 * 30 * 41^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 256.29}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 30,361}{0.85 * 256.29}} \right)$$

$$Rn = 30.361 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0078$$

MOMENTO (+7,48)

Cuantía del acero inferior

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$Rn = \frac{7.48 * 1000 * 100}{0.9 * 30 * 41^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 256.29}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16,48}{0.85 * 240}} \right)$$

$$Rn = 16.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0041$$

Como se observa, las cuantías calculadas son menores que la cuantía mínima que es 0.0033, se procede a calcular A_s con la cuantía mínima.

ACERO SUPERIOR

ACERO INFERIOR

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0078 * 30 * 41$$

$$A_s = 0.0041 * 30 * 41$$

$$A_s = 9.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.04 \text{ cm}^2$$

Como se observa, las cuantías calculadas son mayores que la cuantía mínima que es 0.0033, se procede a calcular A_s .

ACERO SUPERIOR

ACERO INFERIOR

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = \rho * b * d$$

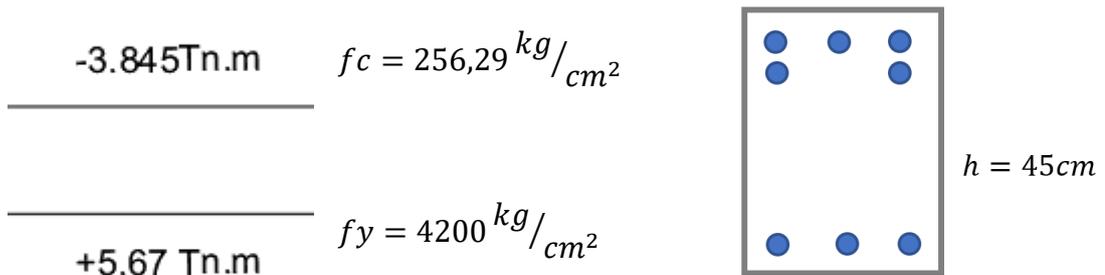
$$A_s = 0.0078 * 30 * 41$$

$$A_s = 0.0041 * 30 * 41$$

$$A_s = 9.59 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5.04 \text{ cm}^2$$

SECCION MEDIA:



$$r = 4 \text{ cm}$$

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

$$d = 41 \text{ cm}$$

MOMENTO (-3.845)

Cuantía del acero superior.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$Rn = \frac{3,845 * 1000 * 100}{0.9 * 30 * 41^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 256.29}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 7.59}{0.85 * 256.29}} \right)$$

$$Rn = 7.59 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0018$$

MOMENTO (+5,67)

Cuantía del acero inferior.

$$Rn = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * Rn}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$Rn = \frac{5.67 * 1000 * 100}{0.9 * 30 * 41^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 256.29}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 12.49}{0.85 * 240}} \right)$$

$$Rn = 12.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0031$$

Como se observa, las cuantías calculadas son menores que la cuantía mínima que es 0.0033, se procede a calcular A_s con la cuantía mínima.

ACERO SUPERIOR

ACERO INFERIOR

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0033 * 30 * 41$$

$$A_s = 0.0033 * 30 * 41$$

$$A_s = 4.05 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.05 \text{ cm}^2$$

SECCION DERECHA:

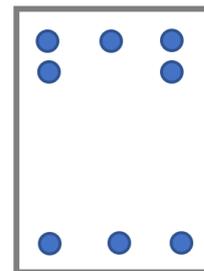
$$-13.48 \text{ Tn.m}$$

$$f_c = 256,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$



$$h = 45 \text{ cm}$$

$$+6.48 \text{ Tn.m}$$

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

MOMENTO (-13,48)

Cuantía del acero superior.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$R_n = \frac{13,780 * 1000 * 100}{0.9 * 30 * 41^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 256,29}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 29,70}{0.85 * 256,29}} \right)$$

$$R_n = 29,70 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0076$$

MOMENTO (+6,48)

Cuantía del acero inferior.

$$R_n = \frac{Mu}{\phi * b * d^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * f_c}{f_y} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * R_n}{0.85 * f_c}} \right)$$

$$R_n = \frac{7,48 * 1000 * 100}{0.9 * 30 * 41^2}$$

$$\rho = \frac{0.85 * 256,29}{4200} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 16,48}{0.85 * 240}} \right)$$

$$R_n = 16,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho = 0.0037$$

Como se observa, las cuantías calculadas son mayores que la cuantía mínima que es 0.0033, se procede a calcular el A_s .

ACERO SUPERIOR

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0.0076 * 30 * 41$$

$$A_s = 9,34 \text{ cm}^2$$

ACERO INFERIOR

$$A_s = \rho * b * d$$

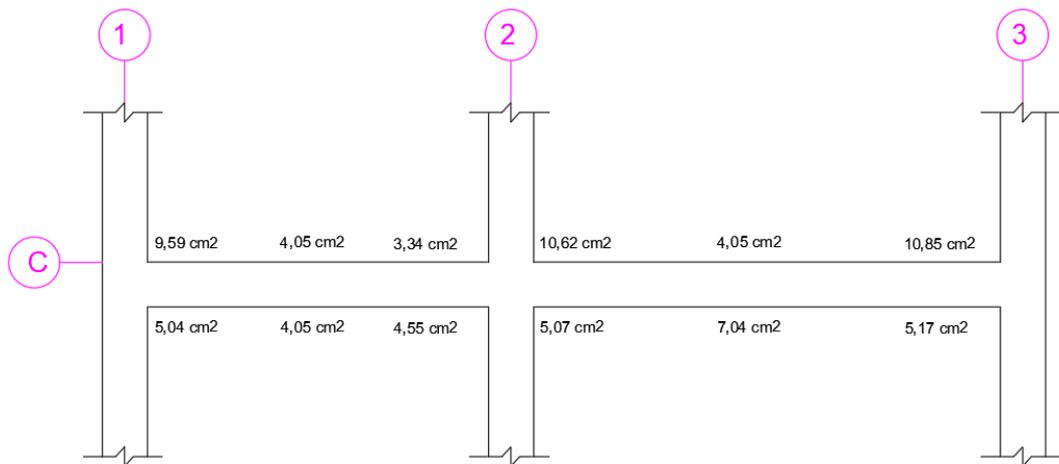
$$A_s = 0.0037 * 30 * 41$$

$$A_s = 4,55 \text{ cm}^2$$

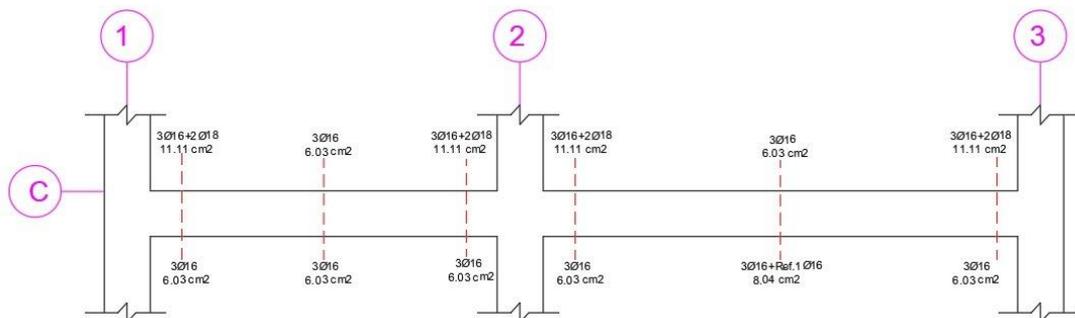
Con el mismo procedimiento se procede a calcular las áreas de acero requeridas para el segundo vano de la viga, comprendido entre los ejes 2 y 3. Los resultados finales se presentan en la figura 40.

Figura 38.

Áreas de acero requeridas para la viga del Eje C, Piso 2



Áreas de acero provistas para la viga del Eje C, Piso 2



Para satisfacer las áreas de acero requeridas se detalla el acero conforme se ilustra en las Figura 38, 39 y 40 y se verifica que se cumple con las siguientes relaciones entre los momentos positivos y negativos de la capacidad nominal provista:

$$M_n^+ \geq \frac{1}{2} M_n^- \text{ (Hasta } 2H \text{ de las columnas); } M_n^- \geq \frac{1}{4} M_{max}^- \text{ (fuera de longitud } 2H \text{).}$$

Figura 39.

Acero Provisto en secciones de la viga del Eje C en el Piso 2.

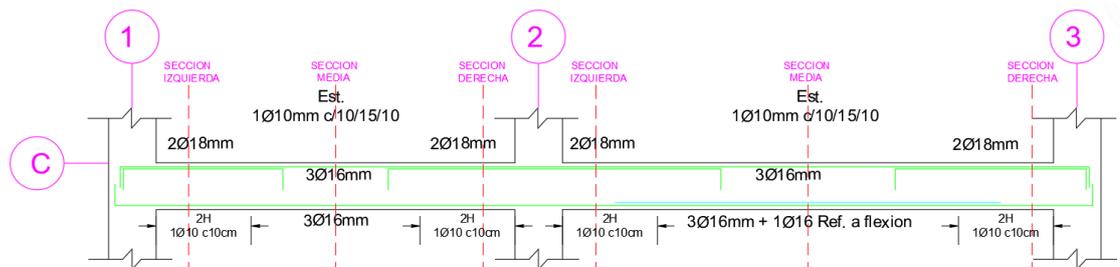


Figura 40.

Sección de vigas de los ejes 1 y 2

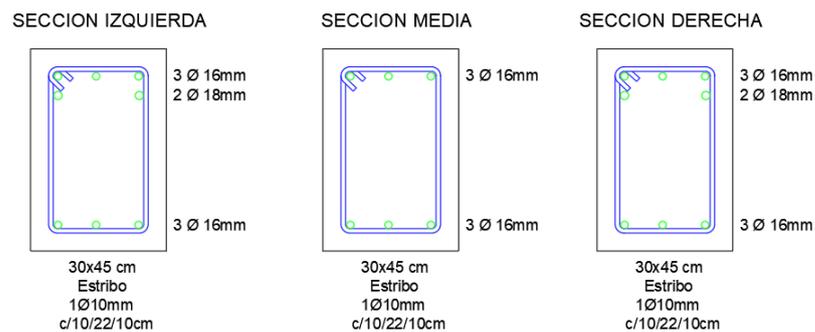


Figura 41.

Sección de Vigas de los ejes 2 y 3.



5.5.1.2. Diseño a Cortante en Vigas: Cortante Equivalente

Previamente se ha diseñado la viga del segundo piso del eje C a flexión y se usaran los aceros longitudinales provistos para el cálculo del acero requerido en cortante siguiendo las especificaciones de la sección 18.6 del ACI 318-19.

La carga de gravedad sobre la viga y la acción de la componente vertical del sismo ($0,2 S_{DS}$) se expresa en la figura R18.6.5 del ACI 318-19 como:

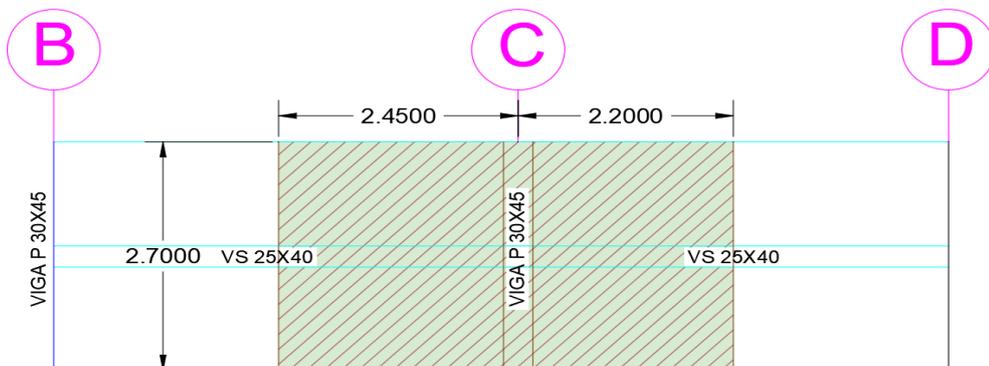
$$W_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + L + 0.2S$$

Donde la carga de nieve es $S=0$ y el valor de la aceleración espectral de diseño en la meseta del espectro es $S_{DS} = \eta Z F_a = 1.06g$.

Para el cálculo del cortante equivalente de la viga (30 cm x 45 cm) del piso 2 del eje C, se realizó el cálculo del área tributaria de la reacción de la viga secundaria Vs sobre el punto medio de la luz de la viga del eje C entre los ejes 2 y 3.

Figura 42.

Viga secundaria en los ejes B-C-D



$$\text{Area tributaria} = 4.65m * 2.7m = 12,6m^2$$

Siendo el peso propio de la viga secundaria:

$$D_{vs} = \frac{0.25 * 0.31 * 4.65 * 2.3}{4.65 * 2.665} = 0.072Tn/m^2$$

Luego se calcula la carga puntual correspondiente a la carga muerta.

$$P_D = (W_{LOSA} + W_{VS}) * A * B$$

$$P_D = (0.529 + 0.070) * 2.7 * 4.65 = 7,52Tn$$

De igual manera se calcula la carga puntual correspondiente a la carga viva.

$$P_L = (W_{LOSA}) * A * B$$

$$P_L = (0.200) * 2.7 * 4.65 = 2.52Tn$$

Finalmente se calcula el peso propio de la viga principal

$$W_{DPP} = b * (h - losa) * \gamma$$

$$W_{DPP} = 0.3(0.45 - 0.09) * 2.3 = 0.25Tn/m^2$$

En la figura R.18.6.5 del ACI 318-14, la carga distribuida en este caso corresponde al peso propio de la viga principal; debiéndose añadir la carga puntual correspondiente a la reacción de la viga secundaria VS sobre la viga principal VPy, siendo:

$$W_u = (1.2 + 0.2S_{DS})D + L = (1.2 + 0.2(1.06))D + L$$

$$W_u = 1.4D + L;$$

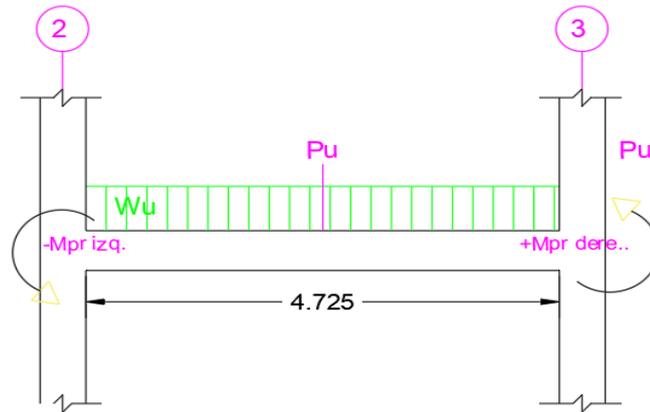
$$P_u = 1.4P_D + P_L$$

$$W_u = 1.4W_{DPP} = 0.35Tn/m;$$

$$P_u = 1.4(7.52) + 2.52 = 13.04Ton.$$

Figura 43.

Cargas W_u y P_u sobre la viga principal del Piso 2 en el Eje C entre Ejes 2 y 3



Datos para el cálculo de cortante V_u :

$$W_u = 0,35 \text{ Ton/m}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$L = 0,2 \text{ Ton/m}$$

$$d = 41 \text{ cm}$$

$$L_n = 4, \text{ m}$$

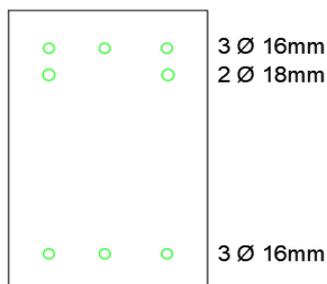
$$b = 30 \text{ cm}$$

$$f'_c = 256,29 \text{ Kg/cm}^2$$

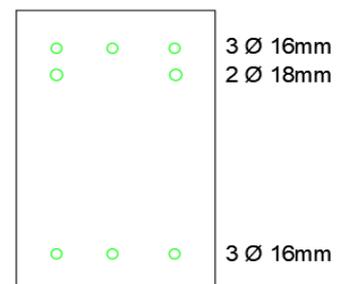
$$r = 4 \text{ cm}$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

SECCION IZQUIERDA



SECCION DERECHA



Momento probable negativo con el acero superior de la sección izquierda:

$$A_s, \text{ superior } 3\text{Ø}16 + 2\text{Ø}18 = 11,11 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b}$$

$$a = \frac{11,11 \cdot 4200}{0,85 \cdot 256,29 \cdot 30}$$

$$a = 7,14 \text{ cm}$$

$$M_{pr_1} = 1,25 * A_s^- * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr_1} = 1,25 * (11,11 \text{ cm}^2) * 4200 \text{ kg/cm}^2 * \left(41 \text{ cm} - \frac{7,14}{2} \right)$$

$$M_{pr_1} = 2183198,33 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr_1} = 21,83 \text{ Ton} - \text{m}$$

Momento probable positivo con el acero inferior de la sección derecha:

$$A_s \text{ inferior } 3\emptyset 16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s^+ * f_y}{0,85 * f_c' * b}$$

$$a = 3,88$$

$$M_{pr_1} = 1,25 * A_s^+ * f_y * \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_{pr_1} = 1236541,95 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$M_{pr_1} = 12,37 \text{ Ton} - \text{m}$$

$$\sum M_{pr} = 34,2 \text{ Ton} - \text{m}$$

El cortante isostático originado en las cargas de gravedad sobre la viga es:

$$V_{isostatico} = \frac{1}{2} (1,4P_D + P_L) + \frac{W_u L_n}{2}$$

$$V_{isostatico} = \frac{1}{2} (10,5 + 2,52) + \frac{0,35(4.725)}{2}$$

$$V_{isostatico} = 7,33 \text{ Ton}$$

El cortante hiperestático sísmico originado en los momentos probables es:

$$V_E = \frac{\sum M_{pr}}{L_n}$$

$$V_E = \frac{34,2 \text{ Ton} \cdot \text{m}}{4.725 \text{ m}} = 7,24 \text{ Ton}$$

El cortante equivalente del mecanismo plástico de diseño $V_e = V_u$ es:

$$V_e = \frac{\sum M_{pr}}{L_n} + \frac{1}{2}(1,4P_D + P_L)$$

$$V_e = Vu = 14,57Ton$$

Verificación para considerar o no la Resistencia a Corte del hormigón:

$$\frac{V_u}{2} \geq V_E$$

$$\frac{14,57 Ton}{2} \geq 7,24Ton$$

$$7,285 Ton \geq 7,24 Ton \rightarrow \text{No cumple}$$

La sección 18.6 del ACI 318-19 permite considerar la resistencia al corte V_c , pero por seguridad no se la considerara, asumiendo $V_c = 0$, para el cálculo del acero transversal dentro de la zona 2H.

En la zona protegida 2H, se usa 1 estribo cerrado de 10mm cada 10 cm de separación.

$$A_{vs} = 1,58 cm^2; \quad s = 10cm$$

$$V_s = A_{vs} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$V_s = (1,58) * (4,2) * \frac{41}{10}$$

$$V_s = 27,208 Ton$$

$$\phi V_s = 0,75 * V_s$$

$$\phi V_s = 20,406 Ton$$

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

$$\phi V_n = 20,406 Ton$$

$$\phi V_n \geq V_u; 20,406 Ton \geq 14,57Ton \rightarrow \text{Si cumple}$$

Se asume 1 varillas de 10 mm con 2 ramales para estribos separados a 20cm fuera de la zona 2H

$$A_{vs} = 1,58, \quad s = 20cm$$

$$V_s = A_{vs} * f_y * \frac{d}{s}$$

$$V_s = 13,604 \text{ Ton}$$

$$\phi V_s = 0,75 * V_s$$

$$\phi V_s = 10,203 \text{ Ton}$$

$$V_c = 0,53 * 0,7\sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_c = 7,305 \text{ Ton}$$

$$\phi V_c = 0,75 * V_c$$

$$\phi V_c = 5,479 \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = \phi V_s + \phi V_c$$

$$\phi V_n = (10,203 + 5,479) \text{ Ton}$$

$$\phi V_n = 15,682 \text{ Ton}$$

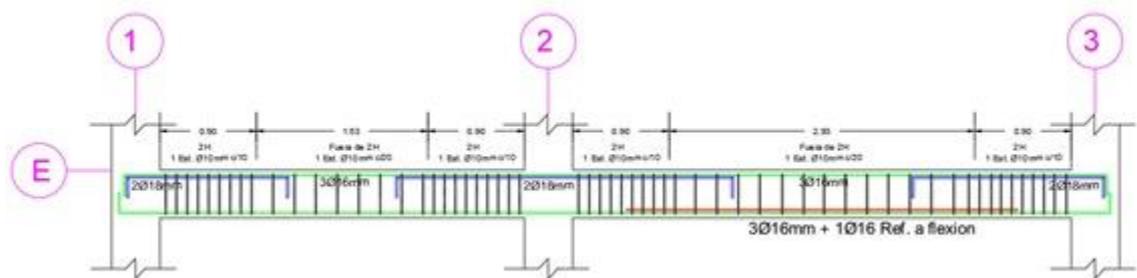
$$\phi V_n \geq V_u ; \text{ Si cumple}$$

Se verifica con los resultados de análisis que fuera de la zona protegida de longitud 2H, el cortante V_u es menor que la resistencia a corte provista.

Como se puede observar en el cálculo de cortante equivalente se usará 1 estribo de 10mm a una separación de 10cm en la zona 2H, y 1 estribo a una separación de 20cm fuera de la zona 2H, tal como se ilustra en la figura 44.

Figura 44.

Separación de estribos en la zona 2H



5.5.1.3. Diseño de elementos a Flexo-Compresión

A continuación, se presenta el diseño por resistencia de la columna interior del Eje C2 en el Piso 2.

DATOS:

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 256,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_r = 0.8$$

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$d = h - r = 41 \text{ cm}$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$d/h = 0.91$$

Para el cálculo del acero longitudinal se tiene:

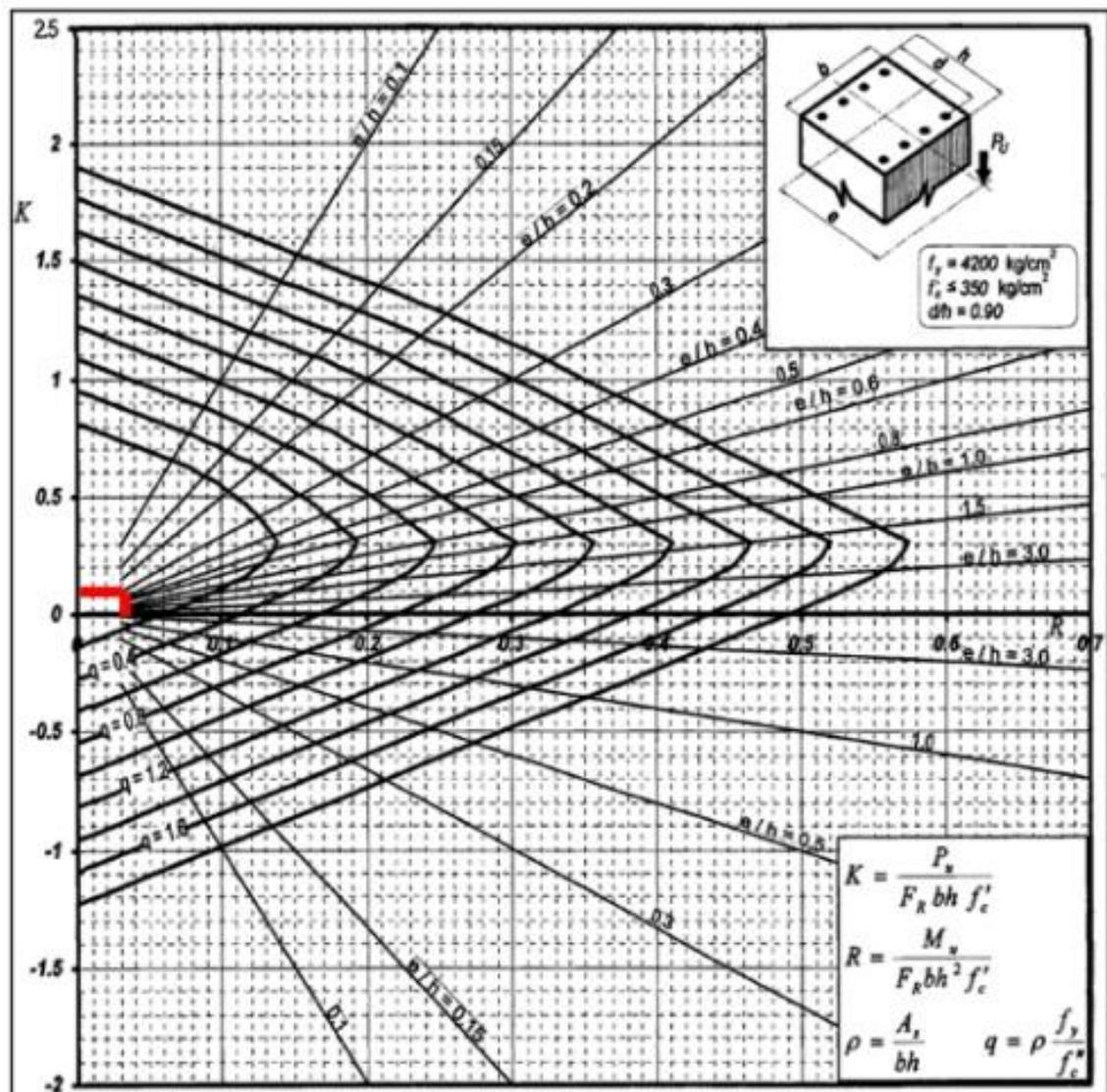
$$K = \frac{Pu}{F_R * b * h * f'_c} = 0,29$$

$$R = \frac{Mu}{F_R * b * h^2 * f'_c} = 0.08$$

Con estos valores se obtiene el valor de q en el diagrama de interacción

Figura 45.

Diagrama de interacción para el diseño de la columna C2 en el Piso 2.



$q = 0.2$ porque son valores menores

Se calcular:

$$f''_c = 0.85 * 0.80 * f'_c = 174,27 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = q * \frac{f''_c}{f_y} = 0.008$$

La cuantía de diseño debe cumplir la relación $0.01 \leq \rho_{\text{diseño}} \leq 0.06$ (No cumple).

Dado que el uso de cuantías mínimas generalmente no satisface el mecanismo de columna fuerte – viga débil, se usará $\rho = 0.016$; en lugar de la mínima $\rho = 0.01$.

El área de acero de diseño es: $A_s = \rho * b * h = 30.38 \text{ cm}^2$. La que se satisface con la provisión de 16 varillas de 16mm. $32,16 \text{ cm}^2 \geq 30,38 \text{ cm}^2$ Cumple.

Para el cálculo para determinar el acero transversal se tienen los datos siguientes:

$$F'_c = 256,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm}$$

$$B_c = 45 \text{ cm}$$

$$H_c = 45 \text{ cm}$$

$$bc_1 = H_c - 2r = 37 \text{ cm}$$

$$bc_2 = B_c - 2r = 37 \text{ cm}$$

$$L_c = 315 \text{ cm}$$

$$A_g = B_c * H_c = 2025 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = bc_1 * bc_2 = 1369 \text{ cm}^2$$

La relación $\frac{A_g}{A_{ch}} = 1,48$

Luego $\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) = 0,48$, como $0.48 < 0.3$, controla ecuación (a)

$$0,3 * \frac{sbF'_c}{F_{yt}} \left(\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right) = 1,97 \text{ cm}^2$$

Se debe cumplir con las siguientes condiciones:

1) Longitud l_o , debe ser el mayor de:

a) $H_c = 45 \text{ cm}$

b) $L_c/6 = 315 \text{ cm}/6 = 52.5 \text{ cm}$ (**Controla**)

c) 45 cm

2) Espaciamiento mínimo S dentro de l_o : $10 \text{ cm} \leq s \leq 15 \text{ cm}$

a) $B_c/4 = 11 \text{ cm}$

b) $6 * db = 6 * 2 = 12 \text{ cm}$

3) Espaciamiento S' fuera de l_o

a) $6 * db = 6 * 2 = 12 \text{ cm}$, *controla*

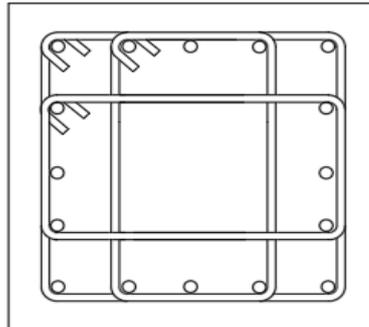
b) 15 cm

Por facilidad constructiva y considerando que si se reduce el espaciamiento, se tendrá un mejor confinamiento, entonces se usaran 2 estribos \varnothing 10mm cada a 10 cm en la zona lo; y, fuera de zona lo se usaran 2 estribos \varnothing 10mm cada 12 cm.

Figura 46.

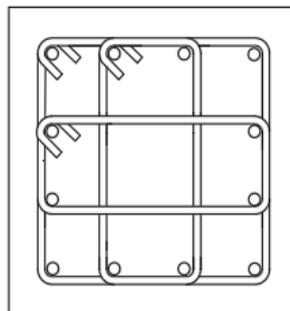
Detallamiento de columna tipo

DETALLAMIENTO DE COLUMNA 45x45cm

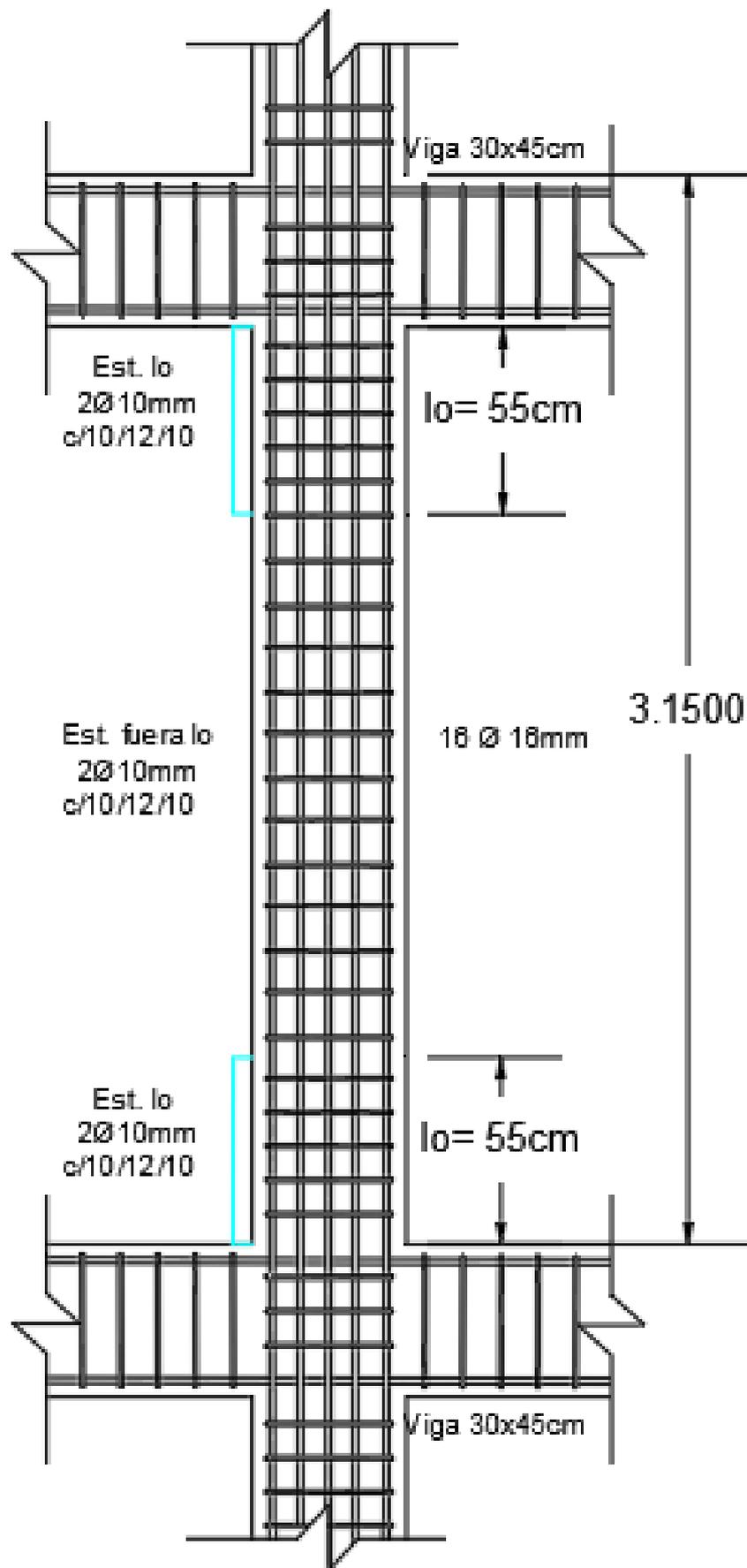


45x45 cm
As. 16 \varnothing 16 mm
Estribo
3 \varnothing 10mm

DETALLAMIENTO DE COLUMNA 40x40cm



40x40 cm
As. 12 \varnothing 16mm
Estribo
3 \varnothing 10mm



5.5.1.4. Criterio Columna Fuerza- Viga Débil

Se verifica a continuación que la columna C2 en el Piso 2 cumple con el mecanismo plástico de columna fuerte y viga débil para los aceros provistos para dichos elementos.

Datos de los elementos:

$$f'c=256.29\text{kg/cm}^2; \quad fy=4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$hc=45 \text{ cm}; \quad r=4 \text{ cm}$$

$$bc=45 \text{ cm} \quad bv=30 \text{ cm}$$

$$dc= 45 \text{ cm} \quad dv= 41 \text{ cm}$$

Resistencias Nominales de las Columnas:

$$\text{Acero en una columna armada con } 16\emptyset 16; \quad Ast = 32,04\text{cm}^2$$

$$d = 41\text{cm}$$

$A_s\text{tension} = 16,08\text{cm}^2$ (conservadoramente se asume que la mitad del acero está en fluencia y que la columna trabaja como viga, con carga axial $P_u = 0$)

$$\rho = 0,016$$

$$n = 8$$

$$k = \sqrt{2 * \rho * n + (\rho * n)^2} - (\rho * n)$$

$$k = 0,4$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

$$j = 0,87$$

$$M_{c_1} = A_s * f_y * j * d$$

$$M_{c_1} = 2409009 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Se tienen dos columnas en la conexión C2, siendo $M_{c_1} = M_{c_2}$

$$\text{Luego, } \sum M_c = 4818018 \text{ Kg} - \text{cm};$$

$$\sum M_c = 48,18 \text{ Tn} -$$

m

Resistencias nominales de las vigas:

$$A_{s\text{superior}} = 11,11 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{inferior}} = 6,03 \text{ cm}^2$$

Momento Nominal para el As superior

$$a = \frac{A_{s\text{superior}} * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = 7,14$$

$$M_{v_1} = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{v_1} = 1746558,66 \text{ Kg} - \text{cm}$$

Momento Nominal para el As inferior

$$a = \frac{A_{s\text{inferior}} * f_y}{0,85 * f'_c * b}$$

$$a = 3,875 \text{ cm}$$

$$M_{v_2} = A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{v_2} = 989296,875 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum M_v = 2735855,535 \text{ Kg} - \text{cm}$$

$$\sum 1,2 * M_v = 32,8 \text{ Ton} - \text{m}$$

Verificación del Mecanismo de columna fuerte y viga débil:

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

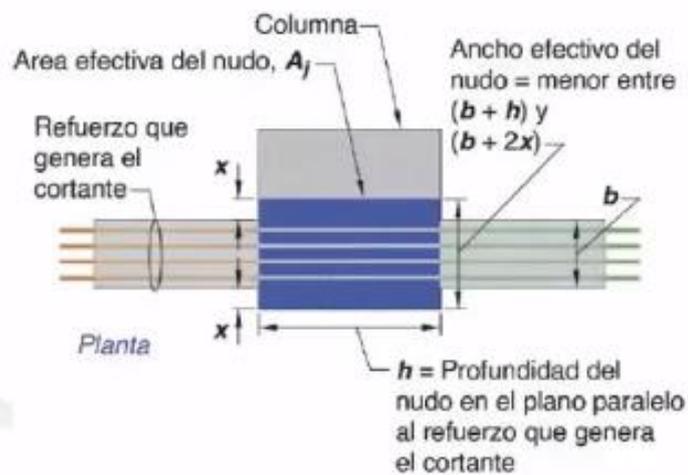
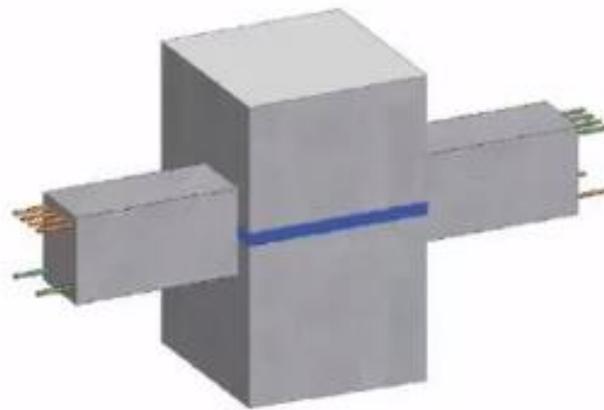
$$48,18 \geq 32,8 \rightarrow \text{Cumple columna fuerte-viga débil}$$

5.5.1.5. Procedimiento de diseño de nudos tipo

Se verifica a continuación que la conexión C2 en el Piso 2 (conexión interior), cumple con el mecanismo plástico de resistencia al cortante equivalente dentro del nodo.

Figura 47.

Verificación de Conexión Interior



Nota: El área efectiva del nudo para las fuerzas en cada dirección del pórtico se considera por separado.

Referencia Figura R 15.4.2. del ACI 318-19

Datos:

$$A_{S_{inf}} = 6.03 \text{ cm}^2$$

$$f'_c = 256.29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{S_{sup}} = 11.11 \text{ cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

<u>Dimensiones de viga:</u>	$L_n = 473 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm}$
$b = 30 \text{ cm}$		$\lambda = 41 \text{ cm}$
$h = 45 \text{ cm}$	<u>Dimensiones de columna:</u>	$\phi = 0.85$
$d = 41 \text{ cm}$	$b = 45 \text{ cm}$	

Ancho de la viga < 0.75 (ancho de la columna)

$30 < 33,8 \rightarrow$ No cumple con la Sección 15.2.8 del ACI 318-19

Cálculo del Cortante de la Columna:

$$T_1 = 1.25 * A_s * f_y$$

$$T_2 = 1.25 * A_s * f_y$$

$$T_1 = 58327.5 \text{ Kg}$$

$$T_2 = 31657.5 \text{ Kg}$$

$$\alpha = \frac{T}{0.85 * f_c * b}$$

$$\alpha = \frac{T}{0.85 * f_c * b}$$

$$\alpha = 8.92$$

$$\alpha = 4.84$$

$$M_{pr1} = T * \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)$$

$$M_{pr2} = T * \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)$$

$$M_{pr1} = 2131145.049 \text{ Kg.cm}$$

$$M_{pr2} = 1221282.9 \text{ Kg.cm}$$

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{472,3}$$

$$V_{col} = 7098,09 \text{ Kg}$$

Cálculo del Cortante Equivalente en la Conexión:

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{col}$$

$$V_{ej} = 1.25(A_{S_{inf}} + A_{S_{sup}}) * f_y$$

$$V_u = 82886.91 \text{ Kg}$$

$$V_{ej} = V_u = 89985 \text{ Kg}$$

Cálculo de la Resistencia a Corte del Nodo:

El ancho efectivo del nodo es:

$$b_j = b_{viga} + 2x$$

$$x = \frac{b_{columna} - b_{viga}}{2}$$

$$x = 7,5cm$$

Luego $b_j = b_{cd}$

$$b_j = 45cm$$

El área del nodo es:

$$A_j = b_j * h$$

$$A_j = 2025 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 4.2 * \lambda * \sqrt{f_c} * A_j$$

$$V_n = 95309,938 \text{ Kg}$$

$$\phi V_n = 81013,4473 \text{ Kg}$$

Verificación de la capacidad del nodo:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$83Tn \leq 81,03Tn$$

Como son resistencias similares, entonces se acepta.

CONCLUSIONES

- El factor de modificación λ para concreto liviano establecido en las tablas 19.2.4.1 (a) y 19.2.4.1 (b) de ACI 318 19, debe aplicarse de manera análoga, y previa comprobación cuando se trate de un hormigón modificado con un material nuevo, ya que, en el caso de esta investigación, se obtuvieron factores de modificación variables para cada propiedad mecánica.
- El reemplazo del 10% de agregado fino por polvo de neumáticos de caucho, otorga variaciones en propiedades mecánicas del hormigón:
 - El cociente entre la resistencia a la compresión del hormigón modificado con 10% de polvo de neumáticos de caucho y la resistencia a la compresión del hormigón normal es 0.97.
 - El cociente entre el peso específico del hormigón modificado con 10% de polvo de neumáticos de caucho y el peso específico del hormigón normal es 0.985.
 - El cociente entre el módulo de rotura del hormigón modificado con 10% de polvo de neumáticos de caucho y el módulo de rotura del hormigón normal es 0.89; cuando es obtenida a partir del ensayo ASTM 293.
 - La Inercia Agrietada I_{cr} no alcanza el 0.35 de la Inercia Gruesa I_g , sino el $0.23I_g$.
 - El Factor de relación entre las resistencias a la flexión del hormigón modificado con 10% de polvo de neumáticos de caucho y el hormigón normal es $\lambda_{a \text{ la resistencia a la traccion}} = 0.66$; calculado a partir del test de una viga reforzada con acero.

- El Factor de relación entre los Módulos de elasticidad del hormigón modificado con 10% de polvo de neumáticos de caucho y el hormigón normal es $\lambda = 0,7$; calculado a partir del test de una viga reforzada con acero.
- A lo largo de la ejecución del presente estudio, se efectuó un análisis exhaustivo acerca del proceso de separación de los componentes de caucho de las NFU, lo cual arrojó como resultado, que su uso no es favorable, ya que este proceso conlleva procesos químicos que afectan el medio ambiente.
- Al efectuar el análisis de precios unitario (Apéndice D) de la elaboración de esta mezcla, se evidencia que el proceso de hormigón modificado encarece el m³ del hormigón normal en un 7,14%, por lo que, no es económicamente factible el uso de esta técnica constructiva.
- Al someter la edificación al análisis estructural con factor de reducción de resistencia sísmica $R = 5$, es necesario el aumento del coeficiente sísmico, lo que implica aumento en sección de vigas y columnas, que obedece a la variación del cortante basal.
- A pesar de tener un hormigón modificado con 10% de polvo fino de caucho, con resistencia y rigidez un poco más baja, es posible la aplicación de éste para el diseño de estructuras sismo resistentes, siempre y cuando, su rigidez o elasticidad y sus resistencias sean reducidos por el factor $\lambda = 0.7$.

RECOMENDACIONES

- Para estudios futuros, es necesario considerar que el f_y esperado del acero de las marcas comerciales es 1.1 f_y mínimo normado.
- Es mejor reutilizar los NFU en su forma inicial, ya que su descomposición genera índices altos de contaminación.
- Cuando se trabaje en estructuras sismo resistentes con hormigones modificados, es necesario considerar valores de $R \leq 5$, ya que el uso de polvo de neumáticos de caucho reduce elasticidad y posiblemente ductilidad. Sin embargo, la potencial pérdida de ductilidad sólo puede ser evaluada por ensayos estructurales los cuales no son parte de la presente investigación.
- Al diseñar con base en la norma ACI 318 19 con hormigones modificados, es necesario el análisis experimental de las propiedades mecánicas, ya que no es posible establecer un factor de modificación universal para todo tipo de caso. Es sin embargo evidente, a partir de los resultados de este estudio, que el Módulo de Elasticidad y la Resistencia a la Tensión, resultan más afectadas que la Resistencia a la Compresión.

BIBLIOGRAFÍA

- Cárdenas Hernández, F. and C. Cepeda Isidro (2016). "Prototipo a escala de un modelo de resonancia en edificaciones para el laboratorio de ingeniería civil de la Universidad Católica de Colombia."
- Cecilio, V. J. P. d. g. p. o. p. e. g. d. L. e. I. C., Escuela de Ingeniería Civil, Universidad Nacional Autónoma de México (2011). "Nueva filosofía de diseño por torsión sísmica en estructuras de mampostería."
- Fernandez, J. (2018). "Análisis de las ventajas y desventajas de las técnicas no convencionales en la construcción de edificaciones frente a un evento sísmico." **1(1):** 53-71.
- Hibbeler, R. C. (2004). Mecánica vectorial para ingenieros: estática, Pearson Educación.
- 152, I. (2015). "Cemento Portland Requisitos."
- 490, I. (Cementos Hidráulicos Compuestos.Requisitos). "2011."
- 1511, I. (2016). "Alambre Conformado en frío para hormigón armado requisitos."
- 2167, I. (2011). "1."
- 2380, I. (2011). "Cemento Hidráulico requisito de desempeño para Cementos Hidráulicos."
- Albano, C., N. Camacho and M. Hernandez (2005). Influence of scrap rubber addition to Portland I concrete composites: destructive and non destructive testing. Compos. structures, 3-4, 439-446.
- American Concrete Institute "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14)."
- Bravo, M. and J. Brito (2011). Concrete made with used tyre aggregate: durability related performance.

Byron Hernán Cortez Pazmiño , R. E. G. F. (2007). "departamento de ciencias de la energía y mecánica."

C33, A. "ASTM C33, and as herein specified." **1**.

Cano Olazábal, W. T., Luis Pascual, (1977). "Hormigón en Masa."

Construcción, N.-S.-H.-N. E. D. L. (NEC-2015). "Estructura de hormigón armado."

Estrada Rivera, J. C. (2016). Estudio de propiedades físico mecánicas del hormigón con caucho, Universitat Politècnica de Catalunya.

Farfán, M. and E. J. R. i. d. c. Leonardo (2018). "Caucho reciclado en la resistencia a la compresión y flexión de concreto modificado con aditivo plastificante." **33**(3): 241-250.

Flores Osorio, J. C. and W. Aguila Quispe (2018). "Análisis de resistencia a la compresión del concreto 210 kg/cm² adicionando caucho reciclado para estructuras de albañilería confinada, Lima 2018."

Kole, P. J., A. J. Löhr, F. G. Van Belleghem, A. M. J. I. j. o. e. r. Ragas and p. health (2017). "Wear and tear of tyres: a stealthy source of microplastics in the environment." **14**(10): 1265.

Lino, M. A. O., F. F. L. Cevallos and A. B. S. J. A. d. E. Espinoza (2019). "Análisis comparativo del comportamiento mecánico del hormigón tradicional vs. hormigón con inclusión de caucho reciclado= Comparative analysis of the mechanical behavior of traditional concrete vs. concrete including recycled rubber." **5**(2): 9-13.

McCormac, J. C. "Design of reinforced concrete/por Jack C. McCormac, Russell H. Brown."

NEC-SE-DS-2015 "Cargas Sísmicas Diseño Sismo Resistente."

Peñaloza Garzón, C. R. (2015). Comportamiento mecánico de una mezcla para concreto reciclado usando neumáticos triturados como reemplazo del 10% y 30% del volumen del agregado fino para un concreto con fines de uso estructural.

Sísmicas, n.-s.-c.-c. N. (NEC-2015). "Norma Ecuatoriana de la Construcción".

Tantala, M., J. Leopore and I. Zandi (1996). uasi-elastic behavior of rubber included concrete. Paper presented at the Proceedings of the 12th International Conference on Solid Waste Technology and Management. Philadelphia.

Toutanji, H. (1996). The use of rubber tire particles in concrete to replace mineral aggregates.

Waddell, J. J. and J. A. Dobrowolski (1996). Concrete construction handbook, McGraw Hill.

ANEXOS

APENDICE A

Tabla 1

Resultados de ensayos de Agregado Fino

Edad	Reemplazo en Agregado Fino		
	Hormigón tradicional 280 kg/cm2	Hormigón con inclusión de caucho 5%	Hormigón con inclusión de caucho 10%
	Esfuerzo compresión kg/cm2	Esfuerzo compresión kg/cm2	Esfuerzo compresión kg/cm2
7	171	155	118
7	166	157	103
14	227	192	90
14	227	213	138
21	260	228	175
21	259	244	175
28	293	238	189
28	304	246	196
28	304	243	203

Fuente Francisco Loor, Alex Salvatierra y Mario Lino, et al. (2019) .

Tabla 2

Esfuerzo a Flexión

Edad	Reemplazo en Agregado Fino		
	Hormigón tradicional 3.40 Mpa	Hormigón con inclusión de caucho 5%	Hormigón con inclusión de caucho 10%
	Esfuerzo compresión kg/cm2	Esfuerzo flexión Mpa	Esfuerzo flexión Mpa
7	2.55	1.88	1.95
7	2.4	2.04	1.87
14	2.93	2.63	2.11
14	2.97	2.63	2.18
21	2.98	2.51	2.41
21	3.04	2.87	2.37
28	3.35	2.7	2.61
28	3.41	2.89	2.79

Fuente Francisco Loor, Alex Salvatierra y Mario Lino, et al. (2019) .

Tabla 3*Resultados de los ensayos realizados en el laboratorio*

Días	N° Cilindro	Convencional	10% de reemplazo en el agregado fino	30% de reemplazo en el agregado fino
		Resistencia (MPA)	Resistencia (MPA)	Resistencia (MPA)
7	1	10.58	11.91	11.02
	2	10.98	11.67	10.84
14	1	17.19	15.93	13.38
	2	17.22	16.86	14.65
28	1	24.23	22.84	17.81
	2	23.03	23.9	19.85

Fuente Peñaloza Garzón (2015)

Tabla 4*Tabla del Módulo de E_c*

Días	Convencional	10% de reemplazo en el agregado fino	30% de reemplazo en el agregado fino
0	0	0	0
7	15431.47	16134.77	15537.04
14	19495.04	19029.49	17593.04
28	22847.03	22718.56	20396.05

Nota Fuente Peñaloza Garzón (2015)

Tabla 5*Datos del Laboratorio*

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN				
EDAD	PATRÓN	AGREGADO FINO		
		5%	10%	15%
0	0	0	0	0
14	240	220	153	134
28	276	236	207	181

Fuente Flores Osorio and Aguila Quispe (2018)

Tabla 6

Datos del laboratorio de los ensayos a compresión de hormigón tradicional y con remplazo del 5%,10% y 15% de caucho.

RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN (kg/cm ²)					
EDAD	CONT. SIMPLE	CONT. SIMPLE+ PLAST.	CONT. SIMPLE+ PLAST+5% CAUCHO	CONT. SIMPLE+ PLAST+10% CAUCHO	CONT. SIMPLE+ PLAST+15% CAUCHO
0	0	0	0	0	0
7	164.3	209.96	152.916	152.882	149.156
14	197.95	251.37	176.946	180.486	169.043
28	219.06	295.73	218.452	212.337	198.875

Fuente Farfán and Leonardo (2018)

Tabla 7

Factor de Modificación λ

Concreto	Composición de los agregados	λ
Todos livianos	Fino: ASTM C330M Grueso: ASTM C330M	0.75
Liviano, mezcla fina	Fino: Combinación de ASTM C330M y C33M Grueso: ASTM C330	0.75 a 0.85*
Arena, liviana	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C330M	0.85
Arena, liviana, mezcla gruesa	Fino: ASTM C330M Grueso: Combinación de ASTM C330M y C33M	0.85 a 1.00**
Peso normal	Fino: ASTM C33M Grueso: ASTM C33M	1

Fuente (American Concrete Institute)

APENDICE B

Tabla 1

Datos de gráfica carga vs deformación experimental

CARGA (kg)	Deflexión de ensayo x= L/3 (cm)		
0,000	0,0000	43,091	0,0279
2,268	0,0000	45,359	0,0330
0,000	0,0000	47,627	0,0330
4,536	0,0000	49,895	0,0318
0,000	0,0000	52,16	0,0381
6,804	0,0000	54,43	0,0483
0,000	0,0000	56,70	0,0508
9,072	0,0000	58,97	0,0559
0,000	0,0000	61,23	0,0572
11,340	0,0000	63,50	0,0711
0,000	0,0000	65,77	0,0737
13,608	0,0000	68,04	0,0787
0,000	0,0000	70,31	0,0787
15,876	0,0000	74,84	0,0889
0,000	0,0000	77,11	0,0889
18,144	0,0000	81,65	0,1041
0,000	0,0000	86,18	0,1067
20,412	0,0000	90,72	0,1219
0,000	0,0000	95,25	0,1321
22,680	0,0000	99,79	0,1524
0,000	0,0000	104,33	0,1651
24,948	0,0000	108,86	0,1905
0,000	0,0000	117,93	0,2159
27,216	0,0000	127,01	0,2540
0,000	0,0000	136,08	0,4801
29,483	0,0000	145,15	0,6604
0,000	0,0000	154,22	0,8128
31,751	0,0000	163,29	0,9398
0,000	0,0000	177,35	1,1049
34,019	0,0000	195,50	1,2979
0,000	0,0000	213,64	1,7780
36,287	0,0127	231,33	2,0574
38,555	0,0229	258,55	2,9464
40,823	0,0254	259,14	3,0200
		283,50	6,3500

INFOGRAMA DE TEST











APÉNDICE C

PESO DE COLUMNAS

PESO PROPIO DE LAS COLUMNAS PISO 1		
base	0,45	m
altura	0,45	m
altura de piso	3,15	m
peso especifico	2300	kg/m2
numero de columnas	15	u
peso total	22,007	Tn

PESO PROPIO DE LAS COLUMNAS PISO 2		
base	0,45	m
altura	0,45	m
altura de piso	3,15	m
peso especifico	2300	kg/m2
numero de columnas	15	u
peso total	22,007	Tn

PESO PROPIO DE LAS COLUMNAS PISO 3		
base	0,45	m
altura	0,45	m
altura de piso	3,15	m
peso especifico	2300	kg/m2
numero de columnas	15	u
peso total	22,007	Tn

PESO PROPIO DE LAS COLUMNAS PISO 4		
base	0,45	m
altura	0,45	m
altura de piso	3,15	m
peso especifico	2300	kg/m2
numero de columnas	15	u
peso total	22,007	Tn

PESO PROPIO DE LAS COLUMNAS POR PISO 5		
base	0,4	m
altura	0,4	m
altura de piso	3,15	m
peso especifico	2300	kg/m2
numero de columnas	15	u
peso total	17,388	Tn

PESO TOTAL DE COLUMNAS	
105,415	Tn

PESO DE VIGAS

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE X PISO 1		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	46,05	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	11,440	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE Y PISO 1		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	40,25	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	10,000	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS SECUNDARIA EJE X PISO 1		
base	0,25	m
altura	0,31	m
longitud	32,2	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	5,740	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE X PISO 2		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	46,05	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	11,440	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE Y PISO 2		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	40,25	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	10,000	Tn

PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES SECUNDARIA EJE X		
base	0,25	m
altura	0,31	m
longitud	32,2	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	5,740	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE X PISO 3		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	46,05	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	11,440	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE Y PISO 3		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	40,25	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	10,000	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS SECUNDARIA EJE X PISO 3		
base	0,25	m
altura	0,31	m
longitud	32,2	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	5,740	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE X PISO 4		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	46,05	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	11,440	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS PRINCIPALES EJE Y PISO 4		
base	0,3	m
altura	0,36	m
longitud	40,25	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	10,000	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS SECUNDARIA EJE X PISO 4		
base	0,25	m
altura	0,31	m
longitud	32,2	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	5,740	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS DE CUBIERTA EJE X PISO 5		
base	0,25	m
altura	0,4	m
longitud	46,05	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	10,590	Tn

PESO PROPIO DE VIGAS DE CUBIERTA EJE Y PISO 5		
base	0,25	m
altura	0,4	m
longitud	40,25	m
peso especifico	2300	kg/m2 u
peso total	9,260	Tn

PESO TOTAL DE VIGAS	128,570	Tn
---------------------	---------	----

APÉNDICE D

INGENIERIA CIVIL UPSE		UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA		UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA UPSE		
TEMA: "DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE $f_c \geq 210$ KG/CM ² , MODIFICADO CON POLVO DE NEUMÁTICOS, PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)"						
ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS						
RUBRO:	Hormigon estructural $f_c=264,87$ kg/cm ²				UNIDAD	m ³
No.	1.1.1					
M.- EQUIPO	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Herramienta menor 5% (M/O)	1,00	2,38	2,38	1,1429	2,72	
Concretera	0,50	2,50	1,25	1,1429	1,43	
Vibrador	0,50	2,50	1,25	1,1429	1,43	
Parihuelas	0,50	0,25	0,13	1,1429	0,14	
-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	
SUBTOTAL M					\$ 5,72	
N.- MANO DE OBRA	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO	
Maestro mayor en ejecución de obras civiles	1,00	4,06	4,06	1,1429	4,64	
Albañil	2,00	3,66	7,32	1,1429	8,37	
Carpintero	2,00	3,66	7,32	1,1429	8,37	
Peón	8,00	3,62	28,96	1,1429	33,10	
-	-	-	-	-	-	
-	-	-	-	-	-	
SUBTOTAL N					\$ 54,48	
O.- MATERIALES	UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO		
Agua	m ³	2,11	0,211	0,45		
Piedra 3/4"	m ³	21,00	0,390	8,19		
Arena gruesa	m ³	13,50	0,230	3,11		
Madera para encofrado	m ²	30,00	1,000	30,00		
Cemento portland	saco	7,90	8,795	69,48		
-	-	-	-	-		
-	-	-	-	-		
-	-	-	-	-		
SUBTOTAL O					\$ 111,23	
P.- TRANSPORTE	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO		
-	-	-	-	-		
SUBTOTAL P					\$ 0,00	
Q.- COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)					\$ 171,43	
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES					20,00% Q	
					\$ 34,29	
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R)					\$ 205,72	
U.- COSTO UNITARIO PROPUESTO					\$ 205,72	
PRECIOS NO INCLUYEN IVA						



TEMA: "DISEÑO DE HORMIGÓN ESTRUCTURAL DE $f_c \geq 210$ KG/CM², MODIFICADO CON POLVO DE NEUMÁTICOS, PARA EL ANÁLISIS Y DISEÑO SÍSMICO DE UN EDIFICIO DE 5 PISOS DE HORMIGÓN ARMADO QUE CUMPLA CON LOS REQUISITOS ESTABLECIDOS DE LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC)"

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO:	Hormigon estructural modificado $f_c=256,29$ kg/cm ²	UNIDAD	m ³			
No.	1.1.2					
M.- EQUIPO		CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Herramienta menor 5% (M/O)		1,00	2,38	2,38	1,1429	2,72
Concreteira		0,50	2,50	1,25	1,1429	1,43
Vibrador		0,50	2,50	1,25	1,1429	1,43
Parihuelas		0,50	0,25	0,13	1,1429	0,14
-		-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	-
-		-	-	-	-	-
					SUBTOTAL M	\$ 5,72
N.- MANO DE OBRA		CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
Maestro mayor en ejecución de obras civiles		1,00	4,06	4,06	1,1429	4,64
Albañil		2,00	3,66	7,32	1,1429	8,37
Carpintero		2,00	3,66	7,32	1,1429	8,37
Peón		8,00	3,62	28,96	1,1429	33,10
					SUBTOTAL N	\$ 54,48
O.- MATERIALES		UNIDAD	PRECIO UNIT.	CANTIDAD	COSTO	
Agua		m ³	2,11	0,211	0,45	
Piedra 3/4"		m ³	21,00	0,390	8,19	
Arena gruesa		m ³	13,50	0,210	2,84	
Madera para encofrado		m ²	30,00	1,000	30,00	
Cemento portland		saco	7,90	8,795	69,48	
Polvo de NFU		kg	0,50	26,890	13,45	
-		-	-	-	-	
-		-	-	-	-	
					SUBTOTAL O	\$ 124,41
P.- TRANSPORTE		UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO	
-		-	-	-	-	
					SUBTOTAL P	\$ 0,00
Q.- COSTO UNITARIO DIRECTO (M+N+O+P)						\$ 184,61
R.- INDIRECTOS Y UTILIDADES	20,00% Q					\$ 36,92
T.- COSTO TOTAL DEL RUBRO (Q+R)						\$ 221,53
U.- COSTO UNITARIO PROPUESTO						\$ 221,53
PRECIOS NO INCLUYEN IVA						