



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

TEMA:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO
DE UN EDIFICIO DE TIPO RESIDENCIAL CON Y SIN LA
UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES SÍSMICOS”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO

SANCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS

TUTOR:

Ing. VILLO VERA RAÚL ANDRÉS MSc.

La Libertad - Ecuador

2024



UPSE

UNIVERSIDAD ESTATAL PENÍNSULA DE SANTA ELENA

FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO
DE UN EDIFICIO DE TIPO RESIDENCIAL CON Y SIN LA
UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES SÍSMICOS”**

TRABAJO DE INTEGRACIÓN CURRICULAR

AUTORES:

GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO

SANCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS

TUTOR:

Ing. VILLO VERA RAUL ANDRES MSc.

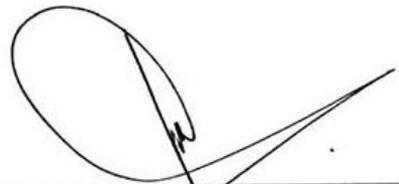
La Libertad - Ecuador

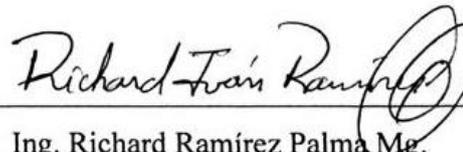
2024

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN

f. 
Ing. Lucrecia Moreno Alcívar PhD.
DIRECTOR DE CARRERA.

f. 
Ing. Raúl Andrés Villao Vera MSc.
DOCENTE TUTOR

f. 
Ing. Jaime Argudo Rodríguez PhD.
DOCENTE ESPECIALISTA

f. 
Ing. Richard Ramírez Palma Mg.
DOCENTE UIC

DEDICATORIA

Mi Esposa Michelle Gastezzi, que sin duda me ha acompañado en este largo proceso de inicio a fin, demostrado su infinito amor, paciencia que tiene para mí, sin ella dudarlo siempre acompañándome pesar de cualquier tormenta que pasé, siempre conté con ella.

A mi padre Jimmy Sánchez, a quien siempre admire su esfuerzo para sacar adelante a nuestra familia y quien ve ahora sus frutos de todo su esfuerzo que ha hecho con nosotros sus hijos.

A mi madre Rossana Garnica, que siempre me dio palabra de aliento en no rendirme y avanzar con mis estudios, por su amor que tuvo conmigo desde que fui un niño acompañado me y ayudándome desde la Escuela y en lo que necesitara en mi vida universitaria.

SANCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS

A mi papá, su paciencia y comprensión han sido fundamentales para mantenerme enfocado y motivado. Por ser mi inspiración constante y por brindarme el apoyo inquebrantable en cada paso, tu presencia ha sido fundamental.

GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO

CERTIFICADO ANTIPLAGIO



FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA
CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CERTIFICADO ANTIPLAGIO

ID del documento: d011d089ad585fcef7254827676db69c555744a5

La Libertad, Junio 19 del 2024

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE TIPO RESIDENCIAL CON Y SIN LA UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES SÍSMICOS", elaborado por SANCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS y GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO de la Carrera de Ingeniería civil, de la 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 COMPILATIO, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con 3 % de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe. Adjunto Informe de Análisis Copilatio

Cordialmente.

f. _____
Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc
C.I.: 0924204290
DOCENTE TUTOR

TESIS SANCHEZ GARCIA

3%
Textos sospechosos

2% Similitudes
 0% similitudes entre comillas (ignorado)
 0% entre las fuentes mencionadas
 2% Idiomas no reconocidos (ignorado)

Nombre del documento: TESIS SANCHEZ GARCIA.docx
 ID del documento: d011d089ad585fcfeff254827676db69c555744a5
 Tamaño del documento original: 3,66 MB

Depositante: RAUL ANDRES VILLAO VERA
 Fecha de depósito: 24/6/2024
 Tipo de carga: interface
 fecha de fin de análisis: 24/6/2024

Número de palabras: 12.025
 Número de caracteres: 82.611

Ubicación de las similitudes en el documento:



Fuentes principales detectadas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	Documento de otro usuario #3edc82 El documento proviene de otro grupo 125 fuentes similares	9%		Palabras idénticas: 9% (1141 palabras)
2	Documento de otro usuario #c22e16 El documento proviene de otro grupo 119 fuentes similares	8%		Palabras idénticas: 8% (1065 palabras)
3	cicp-ec.com https://cicp-ec.com/documentos/NEC_2015/NEC_SE_DS_Peligro_5temico.pdf 111 fuentes similares	8%		Palabras idénticas: 8% (957 palabras)
4	Documento de otro usuario #405631 El documento proviene de otro grupo 107 fuentes similares	7%		Palabras idénticas: 7% (936 palabras)
5	www.obraspublicas.gob.ec https://www.obraspublicas.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2016/04/MTOP_NEC-SE-DS.pdf 95 fuentes similares	7%		Palabras idénticas: 7% (856 palabras)

Fuentes con similitudes fortuitas

N°	Descripciones	Similitudes	Ubicaciones	Datos adicionales
1	idoc.pub Libro Geología Del Ecuador Por Ing. Nuñez Del Arco [d49ozrp1q849] https://idoc.pub/documents/libro-geologia-del-ecuador-por-ing-nuez-del-arco-d49ozrp1q849	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (39 palabras)
2	doi.org Metodología de la investigación: Técnicas e instrumentos de investigació... https://doi.org/10.35622/mucib.080	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (19 palabras)
3	www.sciencedirect.com Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típic... https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0213131512000211	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (23 palabras)
4	Documento de otro usuario #859e63 El documento proviene de otro grupo	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (13 palabras)
5	repositorio.unesum.edu.ec http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/S3000/S15/1/ANESUM-ECU-CIVIL-73.pdf	< 1%		Palabras idénticas: < 1% (25 palabras)

Fuentes mencionadas (sin similitudes detectadas)

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

1	https://osvaldoweb.files.wordpress.com/2016/04/ciencia-e-ingenieria-de-materiales-sexta-edicic3b3n.pdf
2	https://doi.org/10.1016/j.solidyn.2007.10.006
3	https://journals.continental.edu.pe/index.php/ingenium/article/view/439
4	https://doi.org/10.1590/2317-4889202320220044
5	https://core.ac.uk/download/pdf/250080756.pdf

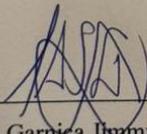
DECLARACIÓN DE AUTORÍA

Nosotros, **SANCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS** y **GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO** declaramos bajo juramento que el presente trabajo de titulación denominado **“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE TIPO RESIDENCIAL CON Y SIN LA UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES SÍSMICOS”**, no tiene antecedentes de haber sido elaborado en la Facultad de **CIENCIAS DE LA INGENIERÍA**, Carrera de **INGENIERÍA CIVIL**, lo cual es un trabajo exclusivamente inédito y perteneciente a nuestra autoría.

Por medio de la presente declaración cedemos los derechos de autoría y propiedad intelectual, correspondientes a este trabajo, a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, según lo establecido por la ley de propiedad intelectual, por su reglamento y por la normativa institucional vigente.

Atentamente,

f.

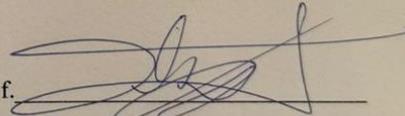


Sanchez Garnica Jimmy Andrés

C.I. 0919294280

AUTOR DE TESIS

f.



García López Harold Joao

C.I. 0915980155

AUTOR DE TESIS

CERTIFICACIÓN DEL TUTOR



FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**CERTIFICADO DOCENTE TUTOR
TUTOR DE PROYECTO DE INVESTIGACION
Universidad Estatal Península de Santa Elena**

La Libertad, Junio 19 del 2024

Certifico en mi calidad de Tutor del trabajo de titulación denominado “ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE TIPO RESIDENCIAL CON Y SIN LA UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES SÍSMICOS”, elaborado por **SANCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS** y **GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO** de la Carrera de Ingeniería Civil, de la 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 luego de haber orientado, estudiado y revisado, la apruebo en todas sus partes.

f. 

Ing. Raúl Andrés Villao Vera, MSc
C.I.: 0924204290
DOCENTE TUTOR

C.c.- Archivo

CERTIFICADO DE GRAMATÓLOGÍA.

Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
Celular: 0962183538
Correo: bettyruthgomez@educacion.gob.ec

CERTIFICACIÓN GRAMATICAL Y ORTOGRÁFICA

Yo, **BETTY RUTH GÓMEZ SUÁREZ**, en mi calidad de **LICENCIADA EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN Y MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS**, por medio de la presente tengo a bien indicar que he leído y corregido el Trabajo de Integración Curricular previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, denominado "**ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE TIPO RESIDENCIAL CON Y SIN LA UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES SÍSMICOS**", de los estudiantes: **GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO** y **SÁNCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS**.

Certifico que está redactado con el correcto manejo del lenguaje, claridad en las expresiones, coherencia en los conceptos e interpretaciones, adecuado empleo en la sinonimia. Además de haber sido escrito de acuerdo a las normas de ortografía y sintaxis vigentes.

En cuanto puedo decir en honor a la verdad y autorizo a los interesados hacer uso del presente como estime conveniente.

Santa Elena, 19 de Junio del 2024



Lcda. Betty Ruth Gómez Suárez, Mgtr.
CI. 0915036529

LICENCIADO EN CIENCIAS DE LA EDUCACIÓN
MAGÍSTER EN DISEÑO Y EVALUACIÓN DE MODELOS EDUCATIVOS
Nº DE REGISTRO DE SENECYT 1050-2014-86052892

AGRADECIMIENTOS

Al Dios de Israel, el que me ha dado fortaleza y fe para no desmayar en todo este largo proceso, sin su ayuda jamás lo hubiese logrado.

Mi Tío el Ing. Napoleón Garnica, que sin duda fue desde mi infancia mi inspiración en tomar esta linda y dura carrera universitaria, quien estuvo siempre con un consejo o en lo que necesitara en mi vida estudiantil desde el colegio y la Universidad.

Mi abuelo Sr. Napoleón Garnica quien me enseñó a nunca darme por vencido y luchar por las metas trazadas. Quien desde un inicio me acompañó y sé que estará feliz que culminó mi carrera universitaria.

A mi abuela Cecilia Enderica quien siempre tuvo una palabra de bendición y acciones de amor para mí.

A mis hermanos: Napoleón y Erika Sánchez quienes también me han apoyado en todo este largo proceso y siempre confiaron en mí.

Al Ing. Jorge Flores quien me ha ayudado a insertarme en el campo laboral, transmitiéndome sus conocimientos, experiencia y consejos que me servirán para toda mi vida.

A mi tutor Ing. Raúl Villao quien sin duda tuvo una gran afinidad a la cátedra que imparte él en la carrera de Ingeniería Civil, compartiendo sus conocimientos en lo académico, como en su experiencia profesional.

A la larga lista de compañeros que tuve en mi carrera universitaria, que siempre me apoyaron gracias, pero haciendo una mención especial para, Cristina, Diane, Erick, Harold, Jorge, Kevin, Joselyn, Maxi, Verónica entre otros, quiero expresar mi más sincero agradecimiento por su apoyo, en este desafiante camino.

SANCHEZ GARNICA JIMMY ANDRÉS

A Dios el creador de todas las cosas, el que me ha dado fortaleza para continuar cuando a punto de caer he estado. Por ello, con toda la humildad que de mi corazón puede emanar, agradezco a DIOS.

A mi padre, quiero expresar mi más sincero agradecimiento por tu apoyo incondicional. Tu constante motivación y palabras de aliento han sido un verdadero motor en este desafiante camino. Gracias por creer en mí y por ser mi mayor inspiración. Este logro es también tuyo.

A mi madre, por el gran amor y devoción que tienes a tus hijos. Gracias por enseñarme el valor de la familia. Tu amor me llena el alma.

A mi esposa, gracias porque sé que crees en mí, por todos estos años de tu apoyo en mis estudios. Gracias por ser una muy buena madre y muy amorosa con nuestros hijos. Estoy seguro de que cumplirás tus sueños y metas, siempre comprometida y enfocada en darlo todo, me llenas de orgullo.

A mis hermanos Eduardo y Rosmely, les agradezco por estar conmigo en las buenas y en las malas siempre apoyándome y dándome palabras de aliento y por nunca darme la espalda.

GARCÍA LÓPEZ HAROLD JOAO

CONTENIDO

CERTIFICADO ANTIPLAGIO	v
DECLARACIÓN DE AUTORÍA.....	vii
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR	viii
CERTIFICADO DE GRAMATOLOGÍA.	ix
LISTA DE FIGURAS	xviii
LISTA DE TABLA.....	xxi
1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN.....	25
1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN.....	26
1.2. ANTECEDENTES	27
1.3. HIPÓTESIS	29
1.1.1. Hipótesis General.....	29
1.1.2. Hipótesis específicas.....	29
1.4. OBJETIVOS.....	30
1.1.3. Objetivo General.....	30
1.1.4. Objetivos específicos.....	30
1.5. ALCANCE	30
1.6. VARIABLES.....	31
1.1.5. Variables independientes.....	31
1.1.6. Variables Dependientes.....	31
2. CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO	32
2.1. PELIGRO SISMICO DE ECUADOR Y EFECTOS SISMICOS LOCALES.....	32
2.1.1. Ambiente tectónico del ecuador.....	32
2.1.2. Zonificación sísmica	32
2.2. GEOLOGÍA LOCAL Y PERFILES DE SUELO.....	34

2.2.1.	Geología Local	34
2.2.2.	Tipos de perfiles de estudio.	35
2.2.3.	Coefficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.	37
2.3.	COMPONENTES HORIZONTALES DE LA CARGA SÍSMICA: ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO	39
2.3.1.	Ecuaciones del espectro de respuesta elástico.	41
2.4.	METODOLOGÍA DE ANÁLISIS SISMORRESISTENTE.....	42
2.4.1.	Categoría de edificio y coeficiente de importancia.....	42
2.4.2.	Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica R.....	43
2.4.3.	Límites permisibles de las derivas de los pisos.....	49
2.4.4.	Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM). 49	
2.4.5.	Período de vibración T.	50
2.4.6.	Configuración estructural.....	51
2.5.	REQUISITOS PARA ANÁLISIS SÍSMORRESISTENTE.	54
2.5.1.	Método de diseño sísmico.....	54
2.5.2.	Sistemas estructurales en hormigón armado.....	54
2.5.3.	Cálculo de módulo de elasticidad del hormigón.....	55
2.5.4.	Muros de corte.....	56
2.5.5.	Diseño de muros de corte.....	59
2.5.6.	Diagonales rigidizadores.....	61
2.6.	REFUERZO CON DIAGONALES RIGIDIZADORES.	61
2.6.1.	Diseño a tensión	62
2.6.2.	Diseño a compresión.....	62
2.7.	ANÁLISIS FINANCIERO.....	73
2.8.	PRESUPUESTO	73

2.8.1.	Costo Directo	74
2.8.2.	Materiales.....	74
2.8.3.	Maquinaria, Herramienta y Equipo.....	75
2.8.4.	Mano de Obra.....	75
2.8.5.	Costos Indirectos.....	76
3.	CAPÍTULO III: METODOLOGÍA.....	77
3.1.	TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN.....	77
3.1.1.	Tipo de investigación.....	77
3.1.2.	Nivel de investigación.....	77
3.2.	MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INEVSTIGACIÓN.....	78
3.2.1.	Método.....	78
3.2.2.	Enfoque.....	78
3.2.3.	Diseño de la Investigación.....	79
3.3.	POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO.....	79
3.3.1.	Población.....	79
3.3.2.	Muestra.....	79
3.3.3.	Muestreo.....	80
3.4.	DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	80
3.4.1.	Descripción del Edificio.....	80
3.5.	METODOLOGÍA DEL O.E.1.: REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE TIPO RESIDENCIAL ACORDE A NORMATIVAS PARA ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICOS ESPECIALES CON MUROS DE CORTE Y DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO.....	85
3.5.1.	Descripción estructural.....	85
3.5.2.	Descripción de los materiales.....	86
3.5.3.	Especificaciones Estructurales.....	87

3.5.4.	Modelo estructural.	88
3.5.5.	Cálculo de la Aceleración espectral Inelástica.	89
3.5.6.	Espectro de diseño inelástico.	90
3.5.7.	Combinaciones de carga	91
3.5.8.	Diseño de pórticos especiales con muros de corte.	91
3.5.9.	Diseño con diagonales rigidizadoras.	93
3.6.	METODOLOGÍA DEL OE.3 REALIZAR EL ANÁLISIS ECONÓMICO DEL COMPONENTE ESTRUCTURAL MEDIANTE LA EVALUACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS PARA OBTENER EL COSTO POR METRO CUADRADO DE LA EDIFICACIÓN.	95
3.6.1.	Análisis Sismorresistente.	95
3.7.	METODOLOGÍA DE O.E.3. REALIZAR EL ANÁLISIS ECONÓMICO DEL COMPONENTE ESTRUCTURAL MEDIANTE LA EVALUACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS PARA OBTENER EL COSTO POR METRO CUADRADO DE LA EDIFICACIÓN.	96
3.7.1.	Cuantificación de materiales y análisis de precios unitarios.	96
4.	CAPÍTULO IV: RESULTADOS.	99
4.1.	RESULTADOS DEL O.E.1.: REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE TIPO RESIDENCIAL ACORDE A NORMATIVAS PARA ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICOS ESPECIALES CON MUROS DE CORTE Y DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO.	99
4.1.1.	Diseño en pórticos de hormigón armado.	99
4.1.2.	Diseño con muros de corte.	101
4.1.3.	Diseño con diagonales rigidizadoras.	103
4.2.	RESULTADOS DEL O.E.2: REALIZAR EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICOS ESPECIALES CON MUROS DE CORTE Y DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO.	104

4.2.1.	Diseño en pórticos de hormigón armado	104
4.2.2.	Control de torsión.....	106
4.2.3.	Verificación de derivas	107
4.2.4.	Cortante Basal Estático y Dinámico.	108
4.2.5.	Irregularidad Torsional.....	109
4.2.6.	Diseño en pórticos de hormigón armado con muros de corte.....	111
4.2.7.	Control de torsión.....	113
4.2.8.	Verificación de derivas	114
4.2.9.	Cortante Basal Estático y Dinámico.	115
4.2.10.	Irregularidad Torsional.....	115
4.2.11.	Diseño en pórticos especiales con diagonales de arriostramiento 118	
4.2.12.	Control de torsión	120
4.2.13.	Verificación de derivas.....	121
4.2.14.	Cortante Basal Estático y Dinámico.....	122
4.2.15.	Irregularidad Torsional.....	123
4.3.	RESULTADOS DEL O.E.3. REALIZAR EL ANÁLISIS ECONÓMICO DEL COMPONENTE ESTRUCTURAL MEDIANTE LA EVALUACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS PARA OBTENER EL COSTO POR METRO CUADRADO DE LA EDIFICACIÓN.	125
4.3.1.	Pórticos de hormigón Armado	125
4.3.2.	Pórticos de hormigón Armado con muros de corte.....	125
4.3.3.	Pórticos de hormigón Armado con diagonales rigidizadores	126
4.3.4.	Comparación de costos.	127
4.4.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS:	127
5.	CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	129
5.1.	CONCLUSIONES.....	129

5.1.1.	CONCLUSIONES DEL O.E.1:	129
5.1.2.	CONCLUSIONES DEL O.E.2:	129
5.1.3.	CONCLUSIONES DEL O.E.3:	129
5.2.	RECOMENDACIONES.	130
6.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	132

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z.....	33
Figura 2. Mapa Geológico de la Península de Santa Elena.....	35
Figura 3. Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.	40
Figura 4. Configuraciones estructurales recomendadas.....	52
Figura 5. Coeficientes de irregularidad en planta.	53
Figura 6. Muros de corte Muros de corte.....	57
Figura 7. Forma en planta - Muros estructurales	58
Figura 8. Configuración estructural - Muros estructurales Configuración estructural - Muros estructurales.....	58
Figura 9. Formas de falla en muros estructurales.	59
Figura 10. Diseño de placas.	65
Figura 11. Longitud de suelda entre diagonal y placa Gusset.....	68
Figura 12. Diagrama de pernos y placa.....	69
Figura 13. Distribución de pernos en placa ubicada en la viga.....	70
Figura 14.	70
Figura 15. Esquema para el cálculo de Anclaje	72
Figura 16. Planta Arquitectónica – Sótano	81
Figura 17. Planta Arquitectónica – Planta Baja	82
Figura 18. Planta Arquitectónica Piso 1 a 3.....	82
Figura 19. Planta Arquitectónica Penthouse Planta Baja.....	83
Figura 20 Planta Arquitectónica Penthouse Planta Alta.	83
Figura 21. Planta arquitectónica Cubierta no accesible	84
Figura 22. Fachada Principal edificio.	84
Figura 23. Disposición estructural.	85
Figura 24. Asignación de cargas.	91
Figura 25. Ubicación de muros de corte en hormigón.....	92
Figura 26. Ubicación de diagonales de arriostramiento.....	94
Figura 27. Análisis de precios unitarios.....	97
Figura 28. Modelo estructural en vista tridimensional para pórticos de hormigón armado.....	100

Figura 29. Secciones de columna.....	101
Figura 30. Selección del factor del espectro de Respuesta R.....	101
Figura 31. Modelo en ETABS de diseño con muros de corte.....	102
Figura 32. Pórticos con diagonales rigidizadoras.	103
Figura 33. Diagrama de momentos Pórticos de hormigón Armado.	104
Figura 34. Diagrama de cortante - pórticos de hormigón armado.	105
Figura 35. Diagrama de axiales modelo pórticos de hormigón armado.	106
Figura 36. Comportamiento de la masa modal.	107
Figura 37. Desplazamientos en los ejes x y y.	108
Figura 38. Cortante basal estático y dinámico	108
Figura 39. Comportamiento de la masa modal.	109
Figura 40. Irregularidad torsional	109
Figura 41. Vista Isométrica - Comportamiento de masa modal.....	110
Figura 42. Diagrama de momentos pórticos de hormigón armado con muros de corte.....	111
Figura 43. Diagrama de cortantes modelos de pórticos de hormigón armado....	112
Figura 44. Diagrama de axiales modelo pórticos de hormigón armado.	113
Figura 45. Comportamiento de la masa modal.	114
Figura 46.	114
Figura 47. Cortante basal estático y dinámico.	115
Figura 48. Comportamiento de la masa modal.	116
Figura 49. Irregularidad torsional	116
Figura 50. Vista Isométrica - Comportamiento de masa modal.....	116
Figura 51. Diagrama de momentos.	118
Figura 52. Diagrama de cortantes modelos de pórticos de hormigón armado con muros de corte.	119
Figura 53. Diagrama de axiales modelo pórticos de hormigón armado.	120
Figura 54. Comportamiento de la masa modal.	121
Figura 55. Desplazamientos en los ejes x y y.	122
Figura 56. Cortante basal estático y dinámico.	122
Figura 57. Comportamiento de la masa modal.	123
Figura 58. Irregularidad torsional	123
Figura 59. Vista Isométrica - Comportamiento de masa modal.....	124

Figura 60. Presupuesto Referencial de componente estructural Pórticos de hormigón armado	125
Figura 61. Presupuesto Referencial de componente estructural Pórticos de hormigón armado con Muros de Corte	126
Figura 62. Presupuesto Referencial de componente estructural Pórticos de hormigón armado con diagonales rigidizadoras	126

LISTA DE TABLA

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.....	33
Tabla 2. Tipos de perfiles de suelo.....	36
Tabla 3. Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.....	37
Tabla 4. Tipo de suelo y Factores de sitio Fd.	38
Tabla 5. Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo Fs.	39
Tabla 6. Valores de la razón espectral.	41
Tabla 7. Factor r usado en el espectro de diseño elástico.	42
Tabla 8. Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.....	43
Tabla 9. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.	44
Tabla 10. Coeficientes de Diseño y Factores para Sistemas de Resistencia a Fuerzas Sísmicas del ASCE.	45
Tabla 11. Derivas máximas de piso admisibles.	49
Tabla 12. Coeficiente C_t y α de acuerdo con el tipo de estructura.	51
Tabla 13. Clasificación de edificios de hormigón armado.....	55
Tabla 14. Factores de modificación adoptados	72
Tabla 15. Distancias en dirección X e Y de la estructura.	81
Tabla 16. Distancias en dirección X e Y de la estructura.	86
Tabla 17.....	87
Tabla 18. Consideraciones de carga.....	88
Tabla 19. Factores y coeficientes espectrales para suelo de tipo D	89
Tabla 20. Factores y coeficientes estructurales para la edificación.	90
Tabla 21. Combinación de cargas.	91
Tabla 22. Datos para diseño de muros de corte.	92
Tabla 23. Parámetro	93
Tabla 24. Secciones transversales de los arriostramientos.....	94
Tabla 25. Rubros considerados.	98
Tabla 26. Dimensiones de elementos estructurales.....	100
Tabla 27. Dimensiones de los elementos.	102
Tabla 28. Dimensiones de elementos estructurales.....	103

Tabla 29. Desplazamientos.	107
Tabla 30. Control de distorsión.	109
Tabla 31. Desplazamientos.	114
Tabla 32. Control de distorsión.	116
Tabla 33. Desplazamientos.	121
Tabla 34. Control de distorsión.	124
Tabla 35. Tabla comparativa de costos por metro cuadrado de construcción. ...	127

“ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL Y ECONÓMICO DE UN EDIFICIO DE TIPO RESIDENCIAL CON Y SIN LA UTILIZACIÓN DE RIGIDIZADORES SÍSMICOS”

Autores: Sánchez Garnica Jimmy Andrés

García López Harold Joao

Tutor: Ing. Raul Andres Villao Vera MSc.

RESUMEN

El diseño estructural de edificaciones residenciales es crucial para garantizar su resistencia y estabilidad, especialmente en zonas sísmicas. Este estudio se centra en comparar a nivel estructural y económico los pórticos de hormigón armado y los pórticos especiales con muros de corte y con diagonales de arriostramiento. Evaluar estas alternativas no solo es relevante para la seguridad, sino también para la optimización de costos y la eficiencia constructiva, aspectos esenciales en la industria de la construcción.

El propósito principal de esta investigación es realizar un análisis comparativo tanto estructural como económico de un edificio residencial utilizando pórticos de hormigón armado y pórticos especiales con muros de corte y con diagonales de arriostramiento. Los objetivos específicos incluyen diseñar la estructura conforme a normativas vigentes, realizar el análisis sismorresistente de las configuraciones y realizar un análisis económico de los costos estructurales para determinar el costo por metro cuadrado de la edificación.

Los hallazgos indican que la arquitectura del edificio, con grandes voladizos en ambos lados, induce una torsión considerable. Para mitigar esta torsión, se pueden emplear grandes secciones, implementar muros de corte o arriostramientos como rigidizadores. De lo cual se concluye del análisis estructural que el sistema con pórticos de hormigón armado es ineficiente debido a los sobredimensionamientos de las secciones que se deben realizar para que cumpla criterios, y los muros de corte y diagonales presentan soluciones viables, siendo los muros la opción más económica.

Palabras clave: *Diseño estructural, Pórticos de hormigón armado, Diagonales de arriostramiento y Análisis económico.*

“COMPARATIVE STRUCTURAL AND ECONOMIC ANALYSIS OF A RESIDENTIAL BUILDING WITH AND WITHOUT THE USE OF SEISMIC STRENGTHENERS”

Autors: Sánchez Garnica Jimmy Andrés

García López Harold Joao

Faculty Advisor: Ing. Raul Andres Villao Vera MSc

ABSTRACT

The structural design of residential buildings is crucial to ensure their strength and stability, especially in seismic zones. This study focuses on comparing two structural approaches: reinforced concrete frames and special frames with bracing diagonals. Evaluating these alternatives is relevant not only for seismic safety but also for cost optimization and construction efficiency, which are essential aspects in the construction industry.

The primary purpose of this research is to perform a comparative structural and economic analysis of a residential building using reinforced concrete frames and special frames with shear walls and bracing diagonals. The specific objectives include designing the structure in accordance with current regulations, evaluating the performance of the configurations, and conducting an economic analysis of the structural costs to determine the cost per square meter of the building.

The findings indicate that the building's architecture, with large cantilevers on both sides, induces considerable torsion. To mitigate this torsion, large sections can be employed, or shear walls and bracings can be implemented as stiffeners. The structural analysis concludes that the reinforced concrete frame system is inefficient due to the oversizing of sections required to meet the criteria. Shear walls and diagonals present viable solutions, with shear walls being the most economical option.

Keywords: *Structural design, Reinforced concrete frames, Bracing diagonals, Economic analysis.*

CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

El comportamiento sísmico inadecuado de las estructuras se considera una de las causas principales de pérdidas humanas y económicas que se producen a causa de los terremotos (Moreno González & Bairán García, 2012). Los países en desarrollo y aquellos con actividad sísmica moderada o con largos intervalos entre terremotos continúan siendo afectados por desastres naturales (Organización de Estados Americanos (OEA), 2000). Además, la baja o moderada sismicidad, junto con los prolongados períodos entre grandes terremotos, genera poca preocupación por el riesgo sísmico, una completa falta de memoria histórica y una negligencia en la toma de precauciones (Vera Álava et al., 2021).

A pesar de los progresos en la investigación de la ingeniería sísmica en general y en los códigos de diseño en particular; en los últimos tiempos se han registrado pérdidas catastróficas en numerosos países, incluyendo aquellos donde la ingeniería sísmica es una prioridad (Barbat et al., 2008). Las tendencias constructivas adoptan mejoras y proponen analizar las técnicas constructivas en favor de preservar la estructura y sus ocupantes ante eventos catastróficos extremos (Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos, 2018).

El diseño de conexiones de arriostramiento requiere la consideración de fuerzas locales inducidas en los miembros circundantes de la estructura (Thornton, 1984), donde los marcos arriostrados de acero son un sistema de uso común (Zheng et al., 2024) proporcionan económicamente gran resistencia y rigidez (Yoo et al., 2008), que garantizan capacidad de servicio y la operatividad después de terremotos (Yoo et al., 2009). Los rigidizadores sísmicos de tipo diagonal o marcos arriostrados son elementos estructurales diseñados para mejorar la capacidad de un edificio para resistir fuerzas sísmicas (Fatemi & Aghakouchak, 2022), y su implementación puede tener implicaciones tanto en la seguridad estructural como en los costos asociados.

El proyecto de tesis de ingeniería civil tiene como objetivo comparar el desempeño sísmico de un edificio de tipo residencial con y sin la utilización de rigidizadores

sísmicos complementado con un análisis económico que proporcione información técnica y financiera de la implementación de estos sistemas en edificios de tipo residencial en la provincia de Santa Elena. El diseño metodológico propone la comparativa detallada de la eficacia de los rigidizadores sísmicos en la reducción de vibraciones y la mitigación de la transmisión de fuerzas sísmicas a lo largo de la estructura del edificio. Paralelamente en el análisis económico, la evaluación comparativa de los costos iniciales de construcción, abordando aspectos como materiales y mano de obra brindan información financiera relevante a la toma de decisiones informadas en la construcción de edificaciones residenciales (Allen, 1983).

Este análisis comparativo busca proporcionar una comprensión integral de los aspectos estructurales y económicos asociados con la implementación de rigidizadores sísmicos en edificios residenciales (Shen et al., 2015). Los resultados de este estudio no solo tendrán aplicaciones prácticas en la construcción de edificios seguros en áreas sísmicas, sino que también contribuirán al conocimiento general en los campos de la ingeniería estructural y la economía de la construcción.

1.1. PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

El estudio de la eficiencia estructural y económica en la construcción de edificios residenciales, especialmente en áreas propensas a actividades sísmicas, es de suma importancia en el campo de la ingeniería civil y la arquitectura (Barbat et al., 2010). La introducción de tecnologías y prácticas que mejoren la capacidad de los edificios para resistir eventos sísmicos no solo busca garantizar la seguridad de los residentes (Flatt et al., 2012), sino que también tiene un impacto directo en la sostenibilidad económica de las comunidades afectadas (Tang et al., 2023).

Las estructuras con estructuras de diagonales de arriostramiento se utilizan ampliamente para análisis resistentes a terremotos. Se espera que los logros simultáneos en resistencia, rigidez y disipación de energía adecuadas cumplan con los requisitos de análisis sismorresistente (Suprayugo & Hsu, 2024).

La utilización de rigidizadores sísmicos es una estrategia potencialmente eficaz para mejorar la resistencia sísmica de los edificios, pero esta implementación

conlleva costos adicionales (Meng et al., 2024). En regiones sísmicas, la construcción de edificios altos plantea desafíos significativos relacionados con la seguridad estructural (Faytarouni et al., 2020). A medida que la urbanización continúa creciendo y se desarrollan rascacielos en áreas propensas a terremotos, surge la necesidad de evaluar y comparar las estrategias en búsqueda de mejorar la respuesta ante eventos sísmicos (Momenzadeh et al., 2017). El problema de investigación consiste en determinar la eficacia de estos dispositivos en edificios altos, así como en comparar los costos asociados con su implementación en relación con otros enfoques estructurales (Chakrabarty, 2001).

La investigación se desarrolla acorde al decimoprimer objetivo de desarrollo sostenible de la Agenda 2030 “Lograr que las ciudades sean más inclusivas, seguras, resilientes y sostenibles” donde lista como meta aumentar considerablemente el número de ciudades y asentamientos humanos que adoptan e implementan políticas y planes integrados para promover la inclusión, el uso eficiente de los recursos, la mitigación del cambio climático y la adaptación a él y la resiliencia ante los desastres.

El problema de investigación puede enmarcarse en la siguiente pregunta: **P.G.** ¿Cómo se puede mejorar la rigidez en estructuras de hormigón armado? de la cual se derivan dos preguntas específicas: **P.E.1:** ¿Qué análisis estructurales se obtienen al incluir y no incluir rigidizadores sísmicos en un edificio alto? **P.E.2:** ¿Qué costos incrementa la utilización de rigidizadores sísmicos en una estructura de edificios altos?

1.2. ANTECEDENTES

El estudio del uso de rigidizadores sísmicos es importante para la seguridad, la eficiencia económica y el desarrollo sostenible de las ciudades, especialmente en áreas sísmicas. La investigación en este campo contribuye a un entorno urbano más seguro y resistente a los desastres naturales. A continuación, listamos los estudios previos realizados en el área en contextos internacionales, nacionales y locales (García Ramírez, 2021).

En el ámbito internacional, en la investigación proporcionada por Ugel Garrido et al., (2016) titulada “REVISIÓN PARAMÉTRICA DEL COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIFERENTES CONFIGURACIONES DE RIGIDIZADORES LATERALES”, tiene como objetivo analizar y comparar la capacidad de respuesta sismorresistente de dos modelos estructurales de acero de gran altura, estos dos modelos, denominados Modelo VI y Modelo SA, difieren en sus sistemas de arriostramiento lateral, siendo el primero equipado con rigidizadores tipo V invertida y el segundo con diagonales concéntricas en forma de X, también conocidas como cruces de San Andrés, se evaluó de la respuesta sísmica de ambos modelos en términos de demanda-capacidad, se manejó la acción sísmica mediante espectros de respuesta, utilizando acelerogramas híbridos específicamente diseñados para ajustarse al diseño característico de la zona, las curvas de capacidad de los edificios se normalizaron en función de su peso para estandarizar los criterios de comparación, en cuanto a los resultados obtenidos, se llevaron a cabo evaluaciones del daño utilizando un enfoque probabilístico, empleando los criterios del Análisis Dinámico Incremental y el Modelo Paramétrico de Capacidad, se reveló que algunos pórticos no arriostrados experimentaron altas probabilidades de sufrir daño severo o incluso colapso, manifestando deformaciones laterales y degradaciones de rigidez que excedieron los límites normativos. Esto puso de manifiesto que los desplazamientos relativos y la rigidez son indicadores fundamentales para evaluar el daño en estructuras sometidas a acciones sísmicas.

En el ámbito nacional, de acuerdo con el estudio titulado “ANÁLISIS DE REFORZAMIENTO SÍSMICO DEL EDIFICIO DE DOCENTES N°1 DE LA UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ” realizado por García Vences et al. (2021), tiene como objetivo principal proponer dos alternativas de refuerzo sísmico para un edificio de docentes en la Universidad Técnica de Manabí, para lograr este objetivo, se plantearon dos sistemas de refuerzo: uno basado en muros de cortes y otro en pórticos arriostrados concéntricamente en forma de V invertida, ambas estructuras fueron modeladas y analizadas utilizando el software Etabs, con el propósito de evaluar las propiedades dinámicas de las estructuras y determinar las variaciones en esfuerzos globales y desplazamientos de piso, como metodología se llevaron a cabo dos tipos de análisis sísmicos: estático y dinámico (modal

espectral), a su vez, se utilizaron tanto el espectro de diseño recomendado para un suelo de tipo "D", el hallazgo más importante de esta investigación se resumen a que la estructura original mostró un período natural de 0.36 segundos, mientras que la estructura reforzada con muros de corte presentó un período natural de 0.23 segundos, es decir, se recomienda el uso de muros de corte como método de refuerzo, ya que aportan mayor rigidez lateral y resultan más económicos, esto prolongará la vida útil de la estructura y la hará más capaz de resistir futuros eventos sísmicos.

En el ámbito local Cuenca Cepeda (2016), en un trabajo de investigación titulado "ANÁLISIS DE LA IMPLEMENTACIÓN DE LOS RIGIDIZADORES SÍSMICOS EN LOS EDIFICIOS, PARA DETERMINAR SUS EFECTOS Y PROBLEMAS" del autor como objetivo evalúa los diferentes sistemas de reagudización estructural en edificios de hormigón armado utilizando los máximos desplazamientos horizontales como parámetros de comparación, localizadas en la ciudad de Guayaquil, realiza una revisión bibliográfica y diseños estructurales en un edificio de 10 pisos ubicado en la ciudad de Guayaquil evaluando mediante software sus desplazamientos. Los resultados muestran el desplazamiento en centímetros y el porcentaje de reducción del edificio en cuestión con 5 tipos de rigidizadores concluyendo que el método más eficaz es el de la armadura tipo fachada teniendo un porcentaje de reducción de desplazamiento de 80,52%.

1.3. HIPÓTESIS

1.1.1. Hipótesis General.

El análisis comparativo estructural y económico utilizando rigidizadores sísmicos permitirá evaluar su eficiencia en edificios residenciales.

1.1.2. Hipótesis específicas.

H.E.1.: El diseño estructural de una edificación de tipo residencial responderá a normativas para estructuras de pórticos de hormigón armado y pórticos especiales con muros de corte y diagonales de arriostramiento.

H.E.2.: Realizar el análisis económico del componente estructural mediante la evaluación de costos y presupuestos para obtener el costo por metro cuadrado de la edificación.

1.4. OBJETIVOS

1.1.3. Objetivo General.

Realizar un análisis comparativo estructural y económico utilizando rigidizadores sísmicos para evaluar su eficiencia en edificios.

1.1.4. Objetivos específicos.

O.E.1.: Realizar el diseño estructural de una edificación de tipo residencial acorde a normativas para estructuras de pórticos de hormigón armado y pórticos especiales con muros de corte y diagonales de arriostramiento.

O.E.2.: Realizar el análisis estructural de la edificación con pórticos de hormigón armado y pórticos especiales con muros de corte y diagonales de arriostramiento.

O.E.3.: Realizar el análisis económico del componente estructural mediante la evaluación de costos y presupuestos para obtener el costo por metro cuadrado de la edificación.

1.5. ALCANCE

El alcance de un proyecto de investigación es una declaración que define los límites y la extensión del estudio (C. A. Ramos-Galarza, 2020). Este proyecto se centrará en la evaluación de la eficiencia estructural y económica de la implementación de rigidizadores sísmicos en edificios altos, con un enfoque específico en edificaciones de tipo residencial ubicado en la provincia de Santa Elena, se considera el análisis estructural de una edificación de tipo residencial siguiendo las normativas aplicables para estructuras de pórticos de hormigón armado y pórticos especiales con diagonales rigidizadores que cumplan con las normativas vigentes (Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC), 2014).

Se compararán los resultados obtenidos en términos de eficiencia estructural y costos entre los dos sistemas de diseño. Se identificarán las ventajas y desventajas de cada enfoque y se analizará su aplicabilidad en edificios altos de tipo residencial. Las conclusiones y resultados del proyecto serán aplicables a todo tipo de proyectos de edificios de uso residencial en la provincia de Santa Elena.

1.6. VARIABLES

1.1.5. Variables independientes.

- Sistema constructivo

1.1.6. Variables Dependientes

- Análisis estructural de las edificaciones con el sistema constructivo
- Análisis de costos de construcción de edificios.

CAPÍTULO II: MARCO TEÓRICO

2.1. PELIGRO SISMICO DE ECUADOR Y EFECTOS SISMICOS LOCALES.

La plataforma continental está relacionada con un conjunto de características geomorfológicas y geológicas que reflejan la historia estructural y sedimentaria de la tectónica de placas. Este proceso produce márgenes asociados a la subducción de la corteza oceánica en una fosa, una zona de convergencia donde dos placas se mueven en direcciones opuestas (Kennett, 1982).

En este contexto, la placa oceánica de Nazca, más densa, se hunde debajo de la placa continental sudamericana, menos densa pero más gruesa, a una velocidad de aproximadamente 5.5 a 5.8 cm/año. Esta subducción, que ocurre a lo largo de la fosa que corre paralela a las costas de Chile, Perú y Ecuador (Goyes, 2009) ha dado origen a la cordillera de los Andes y provoca eventos sísmicos y volcánicos.

2.1.1. Ambiente tectónico del ecuador.

En Ecuador, el riesgo sísmico proviene de dos fuentes principales: la subducción, ya descrita, y las fuentes corticales. Ambas fuentes acumulan y liberan energía, generando movimientos telúricos o sismos. Las fuentes corticales están asociadas con fallas y deformaciones en la corteza terrestre, que pueden acumular tensiones y liberar energía en forma de sismos (Quinde Martinez & Reinoso Angulo, 2016). Este comportamiento dinámico ha creado una zona con una alta concentración de fallas y pliegues en la sierra ecuatoriana, conocida como el Sistema Mayor Dextral (Cevallos Alvarado, 2012) que es la principal fuente generadora de sismos en la región.

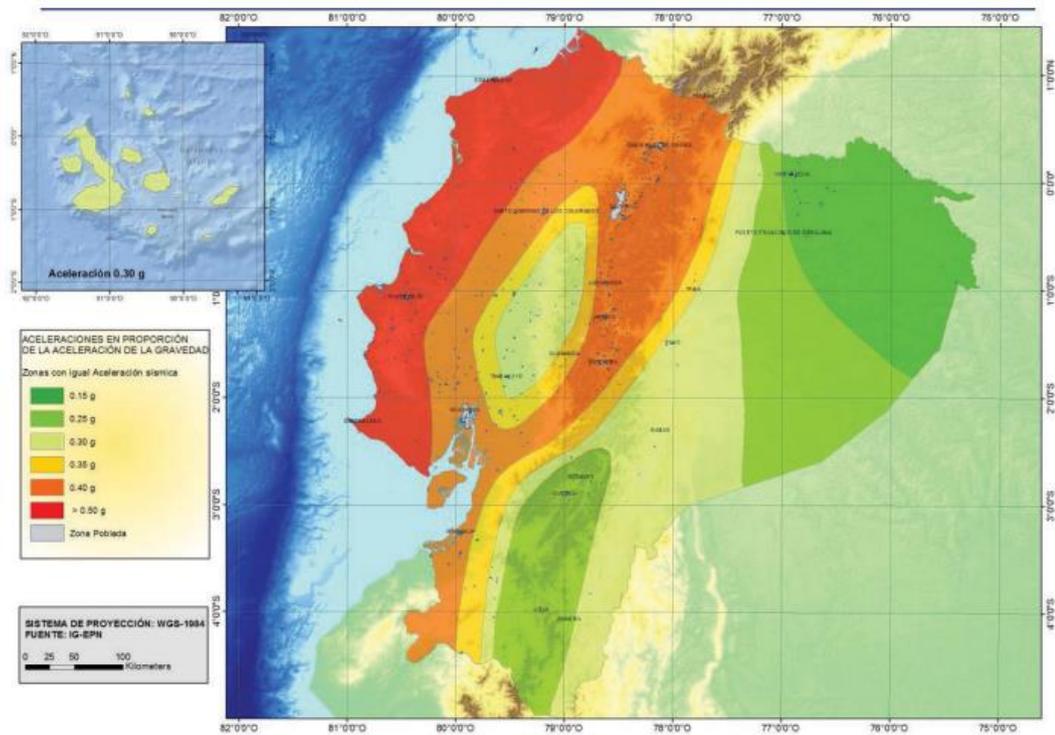
2.1.2. Zonificación sísmica

El valor Z representa la aceleración máxima esperada en roca durante el sismo de diseño, expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad. La

ubicación del sitio de construcción determinará una de las seis zonas sísmicas en Ecuador, cada una caracterizada por el valor del factor de zona Z, de acuerdo con el mapa en la **Figura 1**. Este mapa de zonificación sísmica para diseño se basa en el estudio de peligro sísmico con una probabilidad del 10% de excedencia en 50 años (un período de retorno de 475 años), e incluye una saturación de 0.50 g de los valores de aceleración sísmica en roca en la costa ecuatoriana, que define la zona VI, cuyos valores se muestran en la **Tabla 1**.

Figura 1.

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



Nota. “Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z” tomado de NEC-SE-DS por Norma Ecuatoriana de La Construcción (2015).

Tabla 1.

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada.

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

Nota. “Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada” tomado de NEC-SE-DS por (Norma Ecuatoriana de La Construcción, 2015).

Acorde con la Norma Ecuatoriana de La Construcción (2015), en su capítulo sobre Peligro Sísmico, la península de Santa Elena se caracteriza por un valor $Z \geq 0.50$, lo que la clasifica como Zona Sísmica VI, con un riesgo sísmico muy alto.

2.2. GEOLOGÍA LOCAL Y PERFILES DE SUELO

La geología abarca el estudio de la Tierra, incluyendo su historia, estructura, composición, procesos geológicos y los materiales que la conforman. En términos de estabilidad, las características geológicas como la tectónica, erosión y movimientos terrestres determinan el relieve (Hamasur, 2023), estas características repercuten en que el perfil de suelo que caracteriza el suelo en términos de su respuesta sísmica, basada en las propiedades de los primeros 30 metros del subsuelo. La península de Santa Elena, ubicada en la costa suroeste de Ecuador, presenta una geología diversa y compleja (Gómez Suárez & Cárdenas Souza, 2023).

2.2.1. Geología Local

El basamento de la Península de Santa Elena está compuesto por las formaciones volcánica Piñón y sedimentaria marina Cayo del Cretácico. Encima de la formación Cayo, se encuentra la formación Santa Elena del Cretácico Superior, equivalente al miembro Guayaquil Chert de la cuenca Progreso. Sobre la formación Santa Elena se sitúa el grupo Azúcar (Paleoceno-Eoceno Medio), que incluye las formaciones San José (equivalente a Estancia) y Atlanta (equivalente a Chanduy). La formación Passage Beds del Eoceno Medio se encuentra sobre Atlanta y es equivalente al miembro Engabao (Nuñez del Arco, 2003; Nuñez del Arco & Dugas, 1986).

El Eoceno Medio a Superior está representado por el grupo Ancón, con las formaciones Santo Tomás, Clay Pebble Beds y Seca, en orden ascendente. Estas unidades tienen correspondencia estratigráfica con las de la cuenca Progreso. Durante el Oligoceno, Mioceno y parte del Plioceno, no hubo sedimentación en la península, o se erosionaron los estratos, resultando en la deposición discordante de rocas cuaternarias como la formación Tablazo y aluviones sobre rocas terciarias.

Tabla 2.

Tipos de perfiles de suelo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCIÓN	DEFINICIÓN
A	Perfil de roca competente	$V_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s $> V_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	760 m/s $> V_s \geq 360$ m/s
	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$N \geq 50.0$ $S_u \geq 100$ KPa
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante	360 m/s $> V_s \geq 180$ m/s
	Perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > N \geq 15.0$ 100 kPa $> S_u \geq 50$ kPa
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante	$V_s < 180$ m/s
	Perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $S_u < 50$ kPa
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista. Se contemplan las siguientes subclases:	
	F1	Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como; suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc.
	F2	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas)
	F3	Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75)
	F4	Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 30m).
	F5	Suelos con contrastes de impedancia α ocurriendo dentro de los primeros 30 m superiores del perfil de subsuelo, incluyendo contactos entre suelos blandos y roca, con variaciones bruscas de velocidades de ondas de corte.
F6	Rellenos colocados sin control ingenieril.	

2.2.3. Coeficientes de perfil de suelo Fa, Fd y Fs.

Los coeficientes de perfil de suelo, denominados Fa, Fd y Fs, son factores de modificación que se utilizan en la ingeniería sísmica para ajustar la respuesta espectral de un sitio específico según las características del suelo. Estos coeficientes permiten considerar cómo las condiciones del suelo afectan la amplificación o atenuación de las ondas sísmicas. A continuación, se describe cada uno de estos coeficientes:

2.2.3.1. Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto (Fa).

El coeficiente Fa es un factor de amplificación espectral que se aplica a las aceleraciones del terreno para períodos cortos, generalmente en el rango de 0.1 a 0.3 segundos. Su función es ajustar la respuesta espectral para considerar cómo los suelos blandos pueden amplificar las aceleraciones sísmicas de alta frecuencia (períodos cortos) y se calcula en función del tipo de suelo y la aceleración de diseño en el sitio. La Tabla 3, proporciona fórmulas para determinar Fa basado en la clasificación del suelo y la aceleración sísmica esperada.

Tabla 3.

Tipo de suelo y Factores de sitio Fa.

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.4	1.25	1.1	1.0	0.85
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.5.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. “Tipo de suelo y Factores de sitio Fa” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

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

El coeficiente F_d es un factor de modificación que se aplica a las aceleraciones del terreno para períodos intermedios, típicamente alrededor de 1 segundo, su función es considerar la respuesta del suelo en un rango de períodos que afecta a estructuras con características naturales de vibración en este intervalo. Su determinación es similar a la del Factor F_a , el valor de F_d . La tabla 4 proporciona los valores dependiendo de la clasificación del suelo y las condiciones sísmicas específicas del sitio.

Tabla 4.

Tipo de suelo y Factores de sitio F_d .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.36	1.28	1.19	1.15	1.11	1.06
D	1.62	1.45	1.36	1.28	1.19	1.11
E	2.1	1.75	1.7	1.65	1.6	1.5
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. “Tipo de suelo y Factores de sitio F_d ” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

2.2.3.3. Comportamiento no lineal de los suelos (F_s).

El coeficiente F_s es un factor de amplificación espectral para períodos largos, generalmente superiores a 1 segundo, ajusta la respuesta espectral para considerar la amplificación de las ondas sísmicas de baja frecuencia (períodos largos) en suelos blandos. Este coeficiente es particularmente importante para estructuras altas y flexibles. Se determina de manera similar a F_a y F_d , a partir de la clasificación del suelo y las características de la aceleración sísmica en el sitio. La tabla 5 proporciona los valores específicos según estos parámetros. Los coeficientes F_a , F_d y F_s son

herramientas fundamentales en el análisis sismorresistente que permiten adaptar el análisis estructural a las condiciones específicas del suelo, asegurando así la seguridad y la integridad de las construcciones durante un sismo.

Tabla 5.

Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s .

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
B	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75
C	0.85	0.94	1.02	1.06	1.11	1.23
D	1.02	1.06	1.11	1.19	1.28	1.4
E	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2
F	Clasificación de los perfiles de suelo de la Tabla 2 y la sección 10.6.4 de la NEC-SE-DS					

Nota. “Tipo de suelo y Factores del comportamiento inelástico del subsuelo F_s ” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

2.3. COMPONENTES HORIZONTALES DE LA CARGA SÍSMICA: ESPECTROS ELÁSTICOS DE DISEÑO

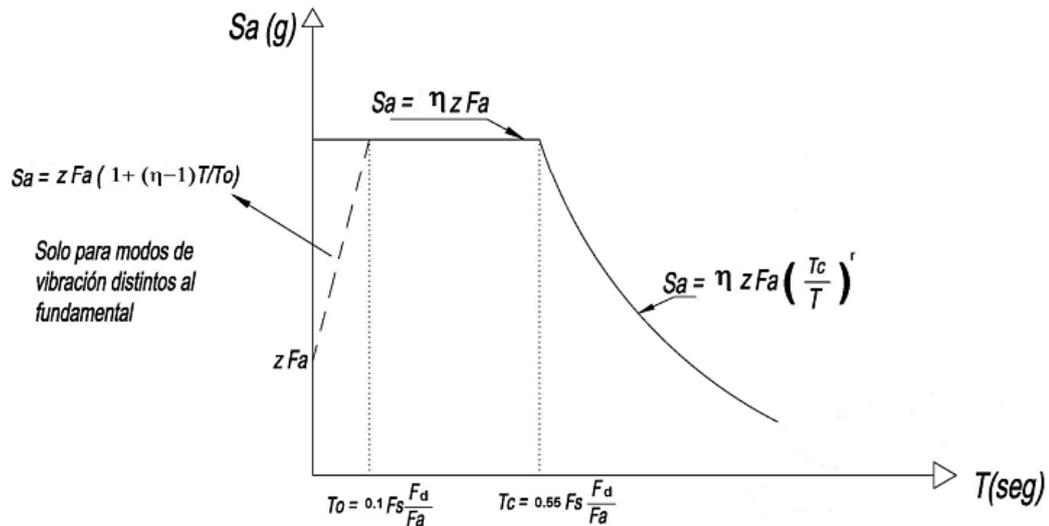
El Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones es una representación gráfica utilizada en la ingeniería sísmica para mostrar cómo una estructura responderá a las aceleraciones sísmicas en función de su período de vibración natural. Este espectro se basa en la suposición de que la estructura permanece en el rango elástico, es decir, sin sufrir deformaciones permanentes o daños significativos. Se compone de dos ejes, el eje horizontal representa el Período (T) y representa el período de vibración natural de una estructura, que es el tiempo que tarda en completar un ciclo de vibración libre. El período está relacionado con la altura, la rigidez y la masa de la estructura, se mide en segundos (s).

El eje vertical representa la aceleración (S_a), la aceleración espectral que es la aceleración máxima que experimenta una estructura con un determinado período de

vibración debido a un sismo. Se mide en unidades de aceleración, comúnmente como una fracción de la aceleración de la gravedad (g). Ambos aspectos se presentan en la **Figura 3**.

Figura 3.

Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones.



Nota. “Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

Donde:

η : Razón entre la aceleración espectral.

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

F_d : Coeficiente de amplificación de suelo.

F_s : Coeficiente de amplificación de suelo.

S_a : Espectro de respuesta elástico de aceleraciones (expresado como fracción de la aceleración de la gravedad g).

T : Período fundamental de vibración de la estructura.

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

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

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

2.3.1. Ecuaciones del espectro de respuesta elástico.

El espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones se determina típicamente mediante una fórmula que incorpora varios factores clave. En una forma simplificada, esta fórmula puede expresarse como:

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a; \quad \text{Para } 0 \leq T \leq T_c$$

$$S_a = \eta \cdot Z \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T}\right)^r; \quad \text{Para } T > T_c$$

$$S_a = Z \cdot F_a \left[1 + (n - 1) \frac{T}{T_0}\right]; \quad \text{Para } T > T_0$$

Donde:

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

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

Tabla 6.

Valores de la razón espectral.

η	REGIÓN
1.80	Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas)
2.48	Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos
2.60	Provincias del Oriente

Nota. “Valores de la razón espectral” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

Tabla 7.

Factor r usado en el espectro de diseño elástico.

$r = 1$	Para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E
$R = 1.5$	Para tipo de suelo E

Nota. “Factor r cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto” tomado de Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS (2015).

2.4. METODOLOGÍA DE ANÁLISIS SISMORRESISTENTE

En la actualidad, la construcción de edificios que sean capaces de resistir sismos es una necesidad imperiosa en muchas zonas del mundo, especialmente en aquellas con alta actividad sísmica. La seguridad de las personas que habitan o trabajan en estas estructuras depende en gran medida de su capacidad para soportar los movimientos telúricos. En este artículo, analizaremos los principios fundamentales para la construcción de edificios sismorresistentes, considerando aspectos de seguridad, economía y diseño arquitectónico.

El análisis sismorresistente se basa en una metodología práctica y racional para el análisis de estructuras que puedan enfrentar las demandas sísmicas. Este enfoque se sustenta en la capacidad de los materiales utilizados para disipar la energía liberada durante un terremoto. Los edificios sismorresistentes están diseñados para deformarse de manera controlada ante un sismo, lo cual se logra mediante la implementación de elementos estructurales dúctiles, cuya selección depende del sistema sismorresistente elegido.

2.4.1. Categoría de edificio y coeficiente de importancia.

El objetivo del coeficiente I es aumentar las exigencias sísmicas en el diseño de edificios que, debido a su función o importancia, deben mantenerse en funcionamiento o experimentar daños mínimos durante y después de un terremoto (NEC SE-DS, 2015). Este coeficiente pone énfasis en la necesidad de considerar no solo la integridad estructural, sino también la operatividad post-sísmica de edificaciones para asegurar su rendimiento incluso en condiciones adversas.

Tabla 8.*Categoría de utilización, propósito e importancia de la estructura.*

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente.	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores.	1

Nota. “Categoría de edificios y factor de importancia” Tomado de Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, 2015, (p. 39).

2.4.2. Ductilidad y factor de reducción de resistencia sísmica

R.

La ductilidad y el factor de reducción de resistencia sísmica (R) son conceptos fundamentales en el análisis de estructuras sismorresistentes. La ductilidad permite que las estructuras absorban y disipen la energía de un sismo sin colapsar, mientras que el factor de reducción de resistencia sísmica (R) se utiliza para ajustar la fuerza sísmica de diseño en función de la capacidad de la estructura para deformarse plásticamente. Al considerar estos conceptos en el análisis, se pueden crear estructuras que sean más seguras y económicas en zonas de alta actividad sísmica. En términos adicionales, este enfoque subraya la importancia de

diseñar zonas de debilidad controlada en la estructura, donde se espera que ocurran fallos en un evento sísmico. Al hacerlo, se puede asegurar que el resto de la estructura permanezca más intacta, lo que es crucial para la seguridad y la funcionalidad post-sísmica del edificio. Dado que se pretende estudiar una estructura de sistema dúctil, en la siguiente tabla veremos los coeficiente R estipulados en la NEC-15.

Tabla 9.

Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles y de ductilidad limitada.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	7
Pórticos resistentes a momentos	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8
Pórticos especiales sismo resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	8
Otros sistemas estructurales para edificaciones	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos especiales sismo resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Nota. Adaptado de la Tabla 15 y 16 de (NEC-SE-DS, 2015, pp. 64-65).

La normativa de la ASCE (American Society of Civil Engineers) también establece valores específicos para el análisis de estructuras sismorresistentes. Estos valores difieren de los estipulados en la NEC-15. En la siguiente tabla, se presentan los valores indicados por la ASCE, proporcionando una referencia comparativa:

Tabla 10.

Coeficientes de Diseño y Factores para Sistemas de Resistencia a Fuerzas Sísmicas del ASCE.

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems				
Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R^a	Overstrength Factor, Ω_0^b	Deflection Amplification Factor, C_d^c
A. BEARING WALL SYSTEMS				
1. Special reinforced concrete shear walls g,h	14.2	5	2½	5
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	4	2½	4
3. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2	2	2½	2
4. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½
5. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4
6. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	3	2½	3
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2¼
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½
B. BUILDING FRAME SYSTEMS				
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5

3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3¼	2	3¼
4. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	6	2½	5
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5	2½	4½
6. Detailed plain concrete shear walls ^g	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2
7. Ordinary plain concrete shear walls ^g	14.2	1½	2½	1½
8. Intermediate precast shear walls ^g	14.2	5	2½	4½
9. Ordinary precast shear walls ^g	14.2	4	2½	4
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4
18. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	2
19. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	2
20. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¼
21. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾
22. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	7	2½	4½
23. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	7	2½	4½
24. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2½	2½	2½
25. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5
26. Steel special plate shear walls	14.1	7	2	6
C. MOMENT-RESISTING FRAME SYSTEMS				
1. Steel special moment frames	14.1 and 12.2.5.5	8	3	5½
2. Steel special truss moment frames	14.1	7	3	5½
3. Steel intermediate moment frames	12.2.5.7 and 14.1	4½	3	4
4. Steel ordinary moment frames	12.2.5.6 and 14.1	3½	3	3
5. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	8	3	5½
6. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	5	3	4½
7. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	3	3	2½
8. Steel and concrete composite special moment frames	12.2.5.5 and 14.3	8	3	5½

9. Steel and concrete composite intermediate moment frames	14.3	5	3	4½
10. Steel and concrete composite partially restrained moment frames	14.3	6	3	5½
11. Steel and concrete composite ordinary moment frames	14.3	3	3	2½
12. Cold-formed steel—special bolted moment frame ^a	14.1	3½	3	3½

D. DUAL SYSTEMS WITH SPECIAL MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES

12.2.5.1

1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2½	4
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	7	2½	5½
3. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	7	2½	5½
4. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	6	2½	5
5. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4
6. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	6	2½	5
7. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	7½	2½	6
8. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	7	2½	6
9. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	6	2½	5
10. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	3	5
11. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	3	3½
12. Steel buckling-restrained braced frames	14.1	8	2½	5
13. Steel special plate shear walls	14.1	8	2½	6½

E. DUAL SYSTEMS WITH INTERMEDIATE MOMENT FRAMES CAPABLE OF RESISTING AT LEAST 25% OF PRESCRIBED SEISMIC FORCES.

12.2.5.1

1. Steel special concentrically braced frames ^p	14.1	6	2½	5
2. Special reinforced concrete shear walls ^{g,h}	14.2	6½	2½	5
3. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	3	3	2½
4. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	3	3
5. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5½	2½	4½
6. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3½	2½	3
7. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	3	4½
8. Ordinary reinforced concrete shear walls ^g	14.2	5½	2½	4½

F. SHEAR WALL-FRAME INTERACTIVE SYSTEM WITH ORDINARY REINFORCED CONCRETE MOMENT FRAMES AND ORDINARY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS g

12.2.5.8 and 14.2

G. CANTILEVERED COLUMN SYSTEMS DETAILED TO CONFORM TO THE REQUIREMENTS FOR:

12.2.5.2

		4½	2½	4
--	--	----	----	---

1. Steel special cantilever column systems	14.1	2½	1¼	2½
2. Steel ordinary cantilever column systems	14.1	1¼	1¼	1¼
3. Special reinforced concrete moment frames ^m	12.2.5.5 and 14.2	2½	1¼	2½
4. Intermediate reinforced concrete moment frames	14.2	1½	1¼	1½
5. Ordinary reinforced concrete moment frames	14.2	1	1¼	1
6. Timber frames	14.5	1½	1½	1½

H. STEEL SYSTEMS NOT SPECIFICALLY DETAILED FOR SEISMIC RESISTANCE, EXCLUDING CANTILEVER COLUMN SYSTEMS

14.1	3	3	3
------	---	---	---

- a. Response modification coefficient, R, for use throughout the standard. Note that R reduces forces to a strength level, not an allowable stress level.
 - b. Where the tabulated value of the overstrength factor, Ω_0 , is greater than or equal to 2½, Ω_0 is permitted to be reduced by subtracting the value of 1/2 for structures with flexible diaphragms.
 - c. Deflection amplification factor, Cd, for use in Sections 12.8.6, 12.8.7, and 12.9.1.2.
 - d. NL = Not Limited, and NP = Not Permitted. For metric units, use 30.5 m for 100 ft and use 48.8 m for 160 ft.
 - e. See Section 12.2.5.4 for a description of seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, hn, of 240 ft (73.2 m) or less.
 - f. See Section 12.2.5.4 for seismic force-resisting systems limited to buildings with a structural height, hn, of 160 ft (48.8 m) or less.
 - g. In Section 2.3 of ACI 318. A shear wall is defined as a structural wall.
 - h. In Section 2.3 of ACI 318. The definition of “special structural wall” includes precast and cast-in-place construction.
 - i. An increase in structural height, hn, to 45 ft (13.7 m) is permitted for single-story storage warehouse facilities.
 - j. Steel ordinary concentrically braced frames are permitted in single-story buildings up to a structural height, hn, of 60 ft (18.3 m) where the dead load of the roof does not exceed 20 lb/ft² (0.96 kN/m²) and in penthouse structures.
 - k. See Section 12.2.5.7 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.
 - l. See Section 12.2.5.6 for limitations in structures assigned to Seismic Design Categories D, E, or F.
 - m. In Section 2.3 of ACI 318. The definition of “special moment frame” includes precast and cast-in-place construction.
 - n. Cold-formed steel—special bolted moment frames shall be limited to one story in height in accordance with ANSI/AISI S400.
 - o. Alternately, the seismic load effect including overstrength, Emh, is permitted to be based on the expected strength determined in accordance with ANSI/AISI S400.
 - p. Ordinary moment frame is permitted to be used in lieu of intermediate moment frame for Seismic Design Categories B or C.
-

Nota. “Coeficientes de Diseño y Factores para Sistemas de Resistencia a Fuerzas Sísmicas” obtenido [Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems] Tomado de Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures del ASCE/SEI 7-16 American Society of Civil Engineers & Structural Engineering Institute (2017).

2.4.3. Límites permisibles de las derivas de los pisos.

Para regular los desplazamientos laterales, la (NEC-SE-DS, 2015) especifica que, en una edificación de hormigón armado, estructuras metálicas y de madera, la deriva no debe superar el 2% del total, aparte de las regulaciones descritas en la sección 6.3.9 de esta normativa.

2.4.4. Control de la deriva de piso (derivadas inelásticas máximas de piso ΔM).

La deriva máxima inelástica ΔM de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta M = 0.75 \cdot R \cdot \Delta E$$

Donde:

ΔM = Deriva máxima inelástica.

ΔE = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas.

R = Factor de reducción de resistencia.

Tomando en cuenta que:

$$\Delta M < \Delta M \text{ Máxima}$$

Tabla 11.

Derivas máximas de piso admisibles.

Tipo de estructura	ΔM Máxima (adimensional)
Hormigón armado, estructura metálica y de madera	0.02
Mampostería	0.01

Nota. “Derivas máximas de piso admisibles” Tomado de Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, 2015.

2.1.1. Cortante basal de diseño.

La fuerza cortante basal de diseño es el total acumulado de las cargas laterales que actúan en la base de la edificación. Esta fuerza se calcula a partir del efecto del sismo previsto, ajustado según sea necesario, todo ello conforme a las pautas de la norma actual.

$$V = \frac{I \cdot Sa \cdot (Ta)}{\phi_p \cdot \phi_E \cdot \phi_P}$$

Donde:

Sa (Ta): Espectro de diseño en aceleración.

ϕP y ϕE: Coeficientes de configuración en planta y elevación.

I: Coeficiente de importancia.

R: Factor de reducción de resistencia sísmica.

V: Cortante basal total de diseño W Carga sísmica reactiva.

Ta: Período de vibración.

2.4.5. Período de vibración T.

El período de vibración (T) es una medida fundamental en el estudio del movimiento vibratorio, tanto en sistemas físicos como en estructuras. Se define como el tiempo que tarda un objeto o sistema en completar un ciclo completo de vibración, para asegurar su resistencia a sismos y otras cargas dinámicas. Es una estimación inicial sólida que ayuda en la determinación de las fuerzas sísmicas que influirán en la edificación y en su consecuente diseño estructural. Además, conocer el período de vibración es crucial para evaluar el comportamiento dinámico de una estructura y asegurar que se mantenga dentro de los límites de seguridad durante un evento sísmico. El análisis del período de vibración permite identificar posibles resonancias y ajustar el diseño para minimizar el riesgo de fallos estructurales. Se puede calcular mediante la siguiente ecuación:

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

Dónde:

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio.

h_n^α = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

T = Período de vibración.

Tabla 12.

Coeficiente C_t y α de acuerdo con el tipo de estructura.

TIPO DE ESTRUCTURA	C_t	α
Estructuras de acero		
Sin arriostramientos	0.072	0.8
Con arriostramientos	0.073	0.75
Pórticos especiales de hormigón armado		
Sin muros estructurales ni diagonales rigidizadores.	0.05	0.90
Con muros estructurales o diagonales rigidizadores y para otras estructuras basadas en muros y mampostería estructurales.	0.055	0.75

Nota. Nota. “Coeficiente C_t y α de acuerdo con el tipo de estructura” Tomado de Norma Ecuatoriana de la construcción NEC-SE-DS, 2015.

2.4.6. Configuración estructural.

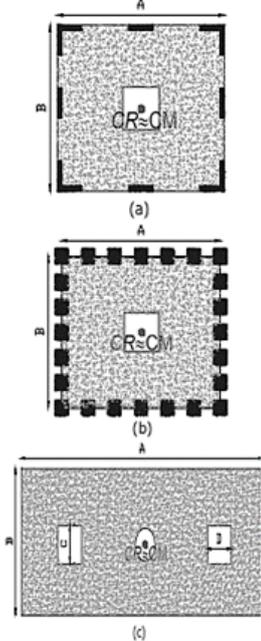
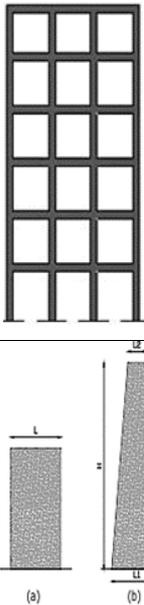
Como señala la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) (2014), las edificaciones pueden variar en cuanto a su diseño arquitectónico y estructural, mostrando una diversidad que va desde diseños simples hasta cambios drásticos en su forma y distribución en altura. Por lo tanto, la variedad en los tipos y formas de diseño es una característica inherente a la arquitectura y la ingeniería estructural, lo que permite adaptar los edificios a diferentes necesidades y contextos.

2.4.6.1. Estructura regular

De acuerdo con NEC-SE-DE (2015), una estructura se clasifica como regular en términos de su configuración en planta y elevación cuando no exhibe ninguna de las condiciones de irregularidad presentes en la sección 5.2.2 de dicha norma. Por consiguiente, se muestran las configuraciones recomendadas para la estructura en la siguiente figura.

Figura 4.

Configuraciones estructurales recomendadas.

Configuración en elevación. $\phi_{Ei} = 1$	Configuración en planta. $\phi_{Ei} = 1$
<p>La altura de entrepiso y la configuración vertical de sistemas aporricados, es constante en todos los niveles. $\phi_{Ei} = 1$</p>	<p>La configuración en planta ideal es un sistema estructural es cuando en el centro de rigidez es semejante al centro de masa</p>
<p>La dimensión del muro permanece constante a lo largo de su altura o varía de forma proporcional. $\phi_{Ei} = 1$</p>	
	

Nota. “Configuraciones estructurales recomendadas” Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p.48).

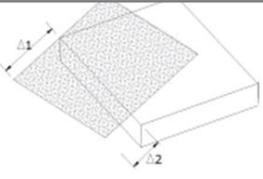
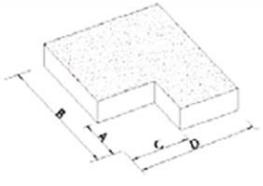
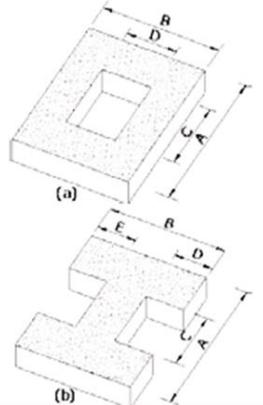
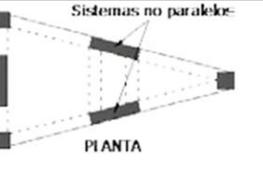
2.4.6.2. Estructura irregular

Por otro lado, la NEC-SE-DS no dice que cuando se trata de estructuras que presenten irregularidades, ya sea en su distribución en planta o en su altura, se aplicarán los coeficientes de configuración estructural. Estos coeficientes se utilizan para ajustar el diseño y considerar estas irregularidades, que pueden resultar en un rendimiento estructural deficiente en caso de un terremoto.

Para realizar una clasificación precisa de las diversas irregularidades definidas en la NEC-SE-DS se debe revisar la sección 5.2.3 en donde se detallan los tipos de irregularidades que son más comunes en las estructuras de construcción. Además, esta sección proporciona coeficientes que deben considerarse en el análisis de resistencia sísmica en relación con las irregularidades en planta y altura.

Figura 5.

Coefficientes de irregularidad en planta.

<p>Tipo 1 - Irregularidad torsional $\phi_{pi}=0.9$ $\Delta > 1.2 \frac{(\Delta 1 + \Delta 2)}{2}$</p> <p>Existe irregularidad por torsión, cuando la máxima deriva de piso de un extremo de la estructura calculada incluyendo la torsión accidental y medida perpendicularmente a un eje determinado, es mayor que 1,2 veces la deriva promedio de los extremos de la estructura con respecto al mismo eje de referencia. La torsión accidental se define en el numeral 6.4.2 del presente código.</p>	
<p>Tipo 2 - Retrocesos excesivos en las esquinas $\phi_{pi}=0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$</p> <p>La configuración de una estructura se considera irregular cuando presenta entrantes excesivos en sus esquinas. Un entrante en una esquina se considera excesivo cuando las proyecciones de la estructura, a ambos lados del entrante, son mayores que el 15% de la dimensión de la planta de la estructura en la dirección del entrante.</p>	
<p>Tipo 3 - Discontinuidades en el sistema de piso $\phi_{pi}=0.9$ a) $CxD > 0.5AxB$ b) $[CxD + CxE] > 0.5AxB$</p> <p>La configuración de la estructura se considera irregular cuando el sistema de piso tiene discontinuidades apreciables o variaciones significativas en su rigidez, incluyendo las causadas por aberturas, entrantes o huecos, con áreas mayores al 50% del área total del piso o con cambios en la rigidez en el plano del sistema de piso de más del 50% entre niveles consecutivos.</p>	
<p>Tipo 4 - Ejes estructurales no paralelos $\phi_{pi}=0.9$</p> <p>La estructura se considera irregular cuando los ejes estructurales no son paralelos o simétricos con respecto a los ejes ortogonales principales de la estructura.</p>	
<p>Nota: La descripción de estas irregularidades no faculta al calculista o diseñador a considerarlas como normales, por lo tanto la presencia de estas irregularidades requiere revisiones estructurales adicionales que garanticen el buen comportamiento local y global de la edificación.</p>	

Nota. "Coeficientes de irregularidad en planta" Tomado de (NEC-SE-DS, 2015, p.48).

2.5. REQUISITOS PARA ANÁLISIS SÍSMORRESISTENTE.

Los elementos estructurales de hormigón armado se describen acorde a las normativas del Código ACI – 318, acorde a las normativas NEC-SE-DS y las normativas ACI.

2.5.1. Método de análisis sismorresistente.

Acorde a la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC) (2014), la metodología de análisis debe corresponder al sistema estructural descrito, se define un mecanismo dúctil que permita una adecuada disipación de energía sin colapsar. Preferentemente, las rótulas plásticas deben formarse en los extremos de las vigas, en la base de las columnas del primer piso y en la base de los muros estructurales.

En el diseño por capacidad, la resistencia requerida es determinada en base a fuerzas correspondientes en base a la fuerza correspondiente a la capacidad probable de ciertos miembros designados como cedentes, este mecanismo se logra mediante la aplicación de los principios que consideran una jerarquía de resistencia. En este enfoque, las secciones, elementos o modos de falla protegidos, es decir, aquellos que no deben plastificarse, se diseñan para soportar momentos y cortantes amplificados, tomando en cuenta la sobre resistencia de las rótulas plásticas y las fuerzas internas generadas por modos de vibración que no se consideraron en el diseño.

2.5.2. Sistemas estructurales en hormigón armado.

Durante un sismo severo, el cortante que se desarrolla en vigas, columnas y muros, así como otras acciones internas, depende de la capacidad real a flexión de las rótulas plásticas formadas. Por esta razón, el diseño a corte no debe basarse en los resultados del análisis. La capacidad a flexión de las rótulas plásticas se obtiene considerando la sobre resistencia de los materiales y las cantidades reales de acero especificadas en los planos.

Debido a que las sollicitaciones sísmicas inducen deformaciones inelásticas reversibles en las rótulas plásticas, es esencial asegurar un comportamiento dúctil

en estas, el cual se produce por la fluencia del acero en tracción. Es imperativo evitar fallas frágiles resultantes de la deformación excesiva del hormigón, la falta de confinamiento, los mecanismos de falla por cortante o fuerza axial, las fallas en las uniones de vigas y columnas, el pandeo local del acero de refuerzo, la fatiga u otros tipos de fallas no dúctiles. La tabla presenta una clasificación de estructural detallando el funcionamiento dúctil esperado.

Tabla 13.

Clasificación de edificios de hormigón armado.

Sistema estructural	Elementos que resisten sismo	Ubicación de rotulas plásticas	Objetivo del detallamiento.
Pórtico especial	Columnas y vigas descolgadas	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte, pero débil en flexión
Pórticos con vigas banda	Columnas y vigas banda	Extremo de vigas y base de columnas 1er piso.	Columna fuerte, nudo fuerte, viga fuerte a corte y punzonamiento, pero débil en flexión.
Muros estructurales	Columnas y muros estructurales	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle).	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte.
Muros estructurales acoplados	Columnas, muros estructurales y vigas de acople	En la base de los muros y columnas 1er piso (a nivel de la calle). Extremos vigas de acople.	Muro fuerte en corte, débil en flexión. Columna no falla por corte. Viga de acople fuerte en corte, débil en flexión.

Nota. “Clasificación de edificios de hormigón armado” Tomado de (NEC-SE-HM Hormigón Armado, 2015, p.28).

2.5.3. Cálculo de módulo de elasticidad del hormigón.

El módulo estático de elasticidad del hormigón es un parámetro fundamental utilizado en el cálculo y control de desplazamientos y deformaciones en estructuras de hormigón armado. Este valor es crucial porque proporciona una medida de la rigidez del hormigón, lo que afecta directamente el comportamiento estructural bajo cargas. La magnitud del módulo estático de elasticidad del hormigón está estrechamente relacionada con el módulo estático de elasticidad del agregado con el que se fabrica el hormigón. Según el código del Instituto Americano del Concreto (ACI), para calcular el módulo estático de elasticidad de

un hormigón de peso normal, se debe usar la resistencia a la compresión del hormigón como dato de referencia. Esto se debe a que existe una correlación empírica entre la resistencia a la compresión y el módulo de elasticidad, lo que permite estimar con precisión el módulo de elasticidad a partir de la resistencia a la compresión. Esta metodología garantiza que el hormigón tendrá un desempeño adecuado en términos de rigidez y capacidad de soportar cargas, asegurando así la estabilidad y seguridad de la estructura.(Sánchez Oñate et al., 2020)

2.5.4. Muros de corte.

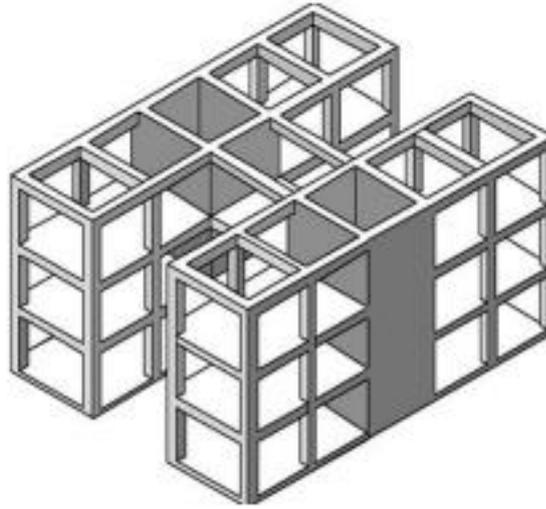
Los muros de corte son componentes estructurales de hormigón armado que se extienden a lo largo de la altura total de una edificación. Funcionan de manera similar a una viga en voladizo, soportando un porcentaje significativo de las cargas laterales provocadas por eventos sísmicos, así como el peso propio del edificio. La distribución de estas cargas laterales es proporcional a la rigidez de los elementos que las soportan. Por lo tanto, un pórtico que incluya un muro de corte en su diseño estructural será más rígido que uno que no lo tenga.

La ubicación adecuada de un muro de corte en la planta de un edificio es fundamental para su comportamiento sísmico. Una colocación incorrecta puede desviar el centro de rigidez respecto al centro de masa, generando una excentricidad que influye en la aplicación de las cargas laterales y provocando movimientos rotacionales en los primeros modos de vibración, es decir, torsión en planta. Por ello, el criterio principal en la disposición de estos muros es diseñar una configuración simétrica en planta y elevación que minimice esta excentricidad, alineando el centro de rigidez con el centro de masa, un aspecto que a menudo se pasa por alto en el diseño arquitectónico.

La incorporación de muros de corte es una de las primeras estrategias consideradas para rehabilitar una estructura. Estos elementos, además de soportar cargas verticales, son capaces de resistir fuerzas de tracción y compresión durante un sismo. La ubicación de estos componentes, también conocidos como diafragmas, es crucial para el comportamiento general de la estructura. Una colocación incorrecta puede generar problemas de torsión, un fenómeno que ocurre cuando el centro de masas no coincide con el centro de rigidez.

Figura 6.

Muros de corte



Nota. "Muros de corte" Tomado de Santamaría Morales (2017).

2.5.4.1. Clasificación de muros de corte

La clasificación de los muros de corte se basa en varios criterios, uno de los cuales es la relación de aspecto, que considera la proporción entre la altura (h) y la longitud transversal (L) del muro. Según esta relación, los muros se clasifican en:

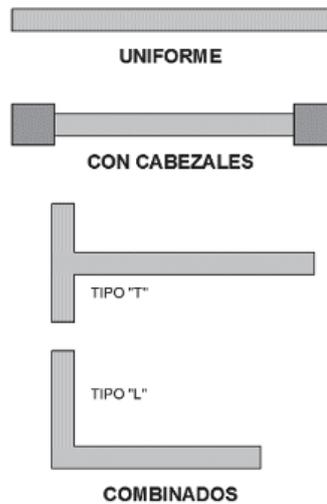
- Muros Altos: cuando $h / L > 5$
- Muros Intermedios: cuando $2 < h / L < 5$
- Muros Bajos: cuando $h / L < 2$

Esta clasificación ayuda a determinar el comportamiento estructural y la rigidez del muro en diferentes situaciones.

Forma en planta: La configuración en planta puede variar según las especificaciones de diseño, pudiendo ser uniformes, con cabezales, o combinadas en formas tipo "L" o "T".

Figura 7.

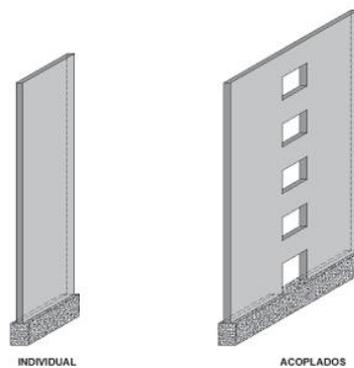
Forma en planta - Muros estructurales



Nota. "Forma en planta - Muros estructurales." Tomado de Santamaría Morales (2017).

Figura 8.

Configuración estructural - Muros estructurales



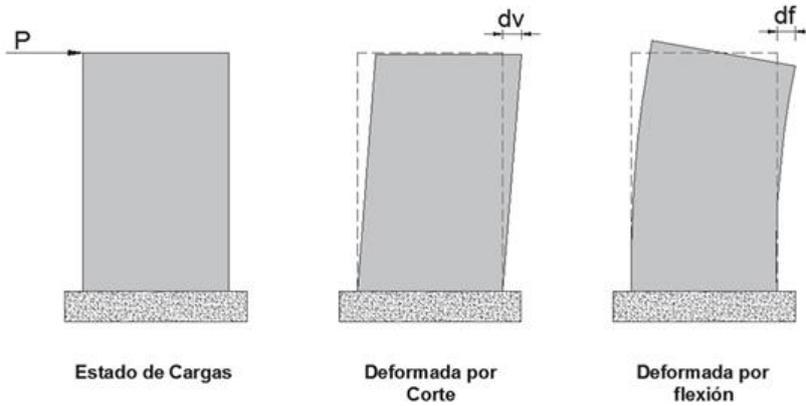
Nota. "Configuración estructural: Muro individual y muros acoplados." Tomado de Santamaría Morales (2017).

2.5.4.2. Formas de Falla.

Como se ha mencionado, los muros estructurales funcionan como vigas en voladizo cuando están sometidos a cargas laterales. Por lo tanto, el diseño del acero de refuerzo debe cumplir con las demandas de corte y flexión, además de soportar la carga axial resultante del peso propio y las cargas tributarias.

Figura 9.

Formas de falla en muros estructurales.



Nota. "Formas de falla en muros estructurales" Tomado de Santamaría Morales (2017).

- a) **Estado de Cargas:** Representa la condición inicial sin deformaciones.
- b) **Deformada por Corte:** Muestra la deformación resultante de fuerzas cortantes, indicada por dv .
- c) **Deformada por Flexión:** Muestra la deformación resultante de momentos flectores, indicada por df .
- d) **Deformada total:** La deformación total es la suma de las deformaciones por corte y flexión ($dv + df$).

2.5.5. Diseño de muros de corte.

El espaciamiento no debe ser superior a 25 cm y requiere elementos de borde, así mismo la cuantía de refuerzo para muros estructurales de hormigón debe cumplir con la expresión.

$$P_h \geq 0.0025$$

$$P_v \geq 0.0025$$

2.5.5.1. Cortante último de diseño

El cortante último de diseño representa la capacidad máxima de un muro para resistir las fuerzas de cortante antes de fallar. Este valor se calcula utilizando métodos establecidos en las normas de diseño. El cálculo del

cortante último de diseño considera factores como la geometría del muro, la resistencia del hormigón y del acero, y las condiciones de apoyo.

$$V_u = \phi_0 w_v v_u$$

ϕ_0 = Factor sobre resistencia

w_v = Factor de magnificación dinámica de corte.

$$W_v = 1 + \frac{\mu}{\phi_0} C_{2.T}$$

$$C_{2.T} = 0.067 + 0.5(T_i - 0.5) \leq 1.15$$

Donde:

μ = Nivel de ductilidad

T_i = Período fundamental de la estructura.

2.5.5.2. Cortante máximo admisible Vs. Cortante último de diseño

La comparación entre el cortante último de diseño y el cortante máximo admisible es crucial para verificar el diseño del muro de corte. Si el cortante último de diseño es menor o igual al cortante máximo admisible, se considera que el diseño es seguro. Sin embargo, si el cortante último de diseño supera el cortante máximo admisible, se debe modificar el diseño del muro para aumentar su capacidad de resistencia al cortante.

$$v_n = (a_c \lambda \cdot \sqrt{f'_c} + P_t \cdot f_y) \cdot A_{cv}$$

Donde:

a_c = Coeficiente que define la contribución relativa de la resistencia del Hormigón a la resistencia nominal a cortante del muro.

A_{cv} = Área neta de la sección de Hormigón que resiste cortante, producto del espesor del alma multiplicado por la longitud, I_w de la sección.

P_t = Razón del área de refuerzo distribuido paralelo al plano de A_{cv} , respecto al área bruta de Hormigón perpendicular a dicho refuerzo.

f'_c = Resistencia en compresión del Hormigón (MPa).

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero perpendicular al área A_{cv} (MPa).

El mismo que deberá cumplir la siguiente condición para cada una de las combinaciones

$$\phi v_n > v_u \text{diseño}$$

2.5.5.3. *Diseño de la pantalla*

El diseño del acero de refuerzo del muro se puede calcular tomando en cuenta las siguientes ecuaciones.

$$A_s = \rho \cdot t_w \cdot L_w$$

Donde:

$$\rho = 0.0025.$$

t_w = Espesor del muro.

L_w = Ancho del muro.

2.5.6. **Diagonales rigidizadores.**

Una diagonal rigidizadora, también conocida como arriostramiento diagonal, es un elemento estructural que se utiliza para rigidizar y estabilizar estructuras, especialmente marcos y pórticos, frente a cargas horizontales como sismos y vientos. Estas diagonales se colocan en forma de "X" o "V" entre los elementos verticales (columnas) y horizontales (vigas) de la estructura, formando un triángulo rígido que resiste las fuerzas de compresión y tensión (Rossopoulos & Papadopoulos, 2024).

2.6. **REFUERZO CON DIAGONALES RIGIDIZADORES.**

Aunque el uso de dispositivos como aisladores de base o disipadores de energía puede mitigar significativamente los daños que un terremoto podría causar en un edificio, es importante tener en cuenta el alto costo de estos equipos, lo cual puede dificultar su adquisición. Por lo tanto, es conveniente considerar soluciones prácticas para la rehabilitación de estructuras en zonas de alta actividad sísmica. En

este contexto, el refuerzo con diagonales de acero se presenta como una opción favorable. La inclusión de diagonales de acero en pórticos de hormigón permite desarrollar un sistema estructural combinado que aumenta la rigidez, resistencia y la capacidad de disipación de energía. Esta alternativa mejora el comportamiento global de la estructura, reduciendo las derivas de piso y solucionando problemas de torsión en planta. No obstante, al implementar esta opción como refuerzo, no debe subestimarse la verificación del pandeo que estos elementos pueden experimentar debido a las fuerzas de compresión que soportan.

Esta técnica presenta diversas ventajas, pero también tiene inconvenientes, especialmente al integrar riostras con estructuras de hormigón armado existentes. Debido a su alta rigidez, las riostras experimentan fuerzas axiales que deben transferirse a la estructura donde se instalan. En ciertos casos, estas fuerzas pueden ser tan elevadas que la estructura existente no puede soportarlas, incluso con refuerzos locales, lo que puede requerir ajustar la estrategia de rehabilitación. A pesar de estos desafíos, las riostras siguen siendo una opción viable en muchas circunstancias. Las especificaciones del ANSI/AISC 360-10 para el diseño de riostras enfatizan aspectos críticos como la máxima esbeltez y la capacidad de carga.

2.6.1. Diseño a tensión

En la sección H3.3 del ANSI/AISC, se establece que el esfuerzo máximo permisible en tensión para miembros sometidos a carga axial está definido por:

Ecuación 1.

Esfuerzo Permissible

$$F_n = 0.6 * F_y$$

Donde:

F_y : Esfuerzo de fluencia mínima especificado

2.6.2. Diseño a compresión.

El diseño de las diagonales, tanto en tensión como en compresión, se fundamenta en los mismos principios teóricos que se aplican a las columnas. Esto

significa que la falla de estos elementos está asociada al fenómeno de pandeo, donde el miembro puede experimentar deformaciones laterales o torsiones perpendiculares a su eje cuando se excede la carga crítica de pandeo. Esto resulta en una limitación de la capacidad del miembro para resistir cargas axiales.

2.6.2.1. Relaciones de esbeltez.

Se recomienda que, para los miembros principales sujetos a fuerzas axiales, la relación de esbeltez no exceda 150.

Ecuación 2.

Relación de esbeltez

$$\gamma = \frac{K * L}{r}$$

Donde:

K: Factor de longitud efectiva

L: Longitud no arriostrada lateralmente del miembro

r: Radio de giro

2.6.2.2. Pandeo por flexión.

La resistencia admisible para elementos expuestos a cargas axiales de compresión, ajustada por el factor de resistencia, debe ser mayor que la carga última de diseño.

Ecuación 3.

Pandeo por flexión

$$P_u \leq \phi P_n$$
$$P_n \leq F_{cr} * A_g$$

2.6.2.3. Conexiones.

Los elementos rigidizadores de acero en proyectos de rehabilitación suelen conectarse a los pórticos de hormigón mediante placas de acero, las cuales pueden ser atornilladas y/o soldadas, conocidas como placas Gusset.

Durante eventos sísmicos, se ha observado que estas conexiones son los primeros puntos de fallo en sistemas de arrostramiento. Por ello, es crucial que las conexiones entre vigas y columnas posean suficiente resistencia a tracción, compresión y flexión para soportar los esfuerzos transmitidos por las riostras a los nudos. Para el diseño de estas conexiones, se utilizan como base teórica las especificaciones establecidas por el ANSI/AISC 341-10, en el capítulo J, sección J4.

e) **Resistencia a tensión:** La resistencia de diseño en elementos sometidos a tensión debe ser menor que el valor calculado usando la siguiente expresión:

Ecuación 4.

Resistencia a tensión

$$R_n = F_y * A_g$$

Donde:

F_y : Tensión de fluencia del acero

A_g : Área efectiva neta de la plancha de conexión determinado por el método de la sección de Whimore.

2.6.2.4. Placas de Gusset

En regiones propensas a sismos, los porticos se refuerzan con elementos arriostadores para contrarrestar los desplazamientos laterales y minimizar el daño estructural durante un temblor. Las uniones entre los distintos componentes estructurales, como arriostres, vigas y columnas, se diseñan comúnmente utilizando placas metálicas o cartelas, buscando un comportamiento elástico bajo las cargas sísmicas. Estas conexiones pueden ser soldadas o atornilladas, pero deben ser más resistentes que los elementos que unen.

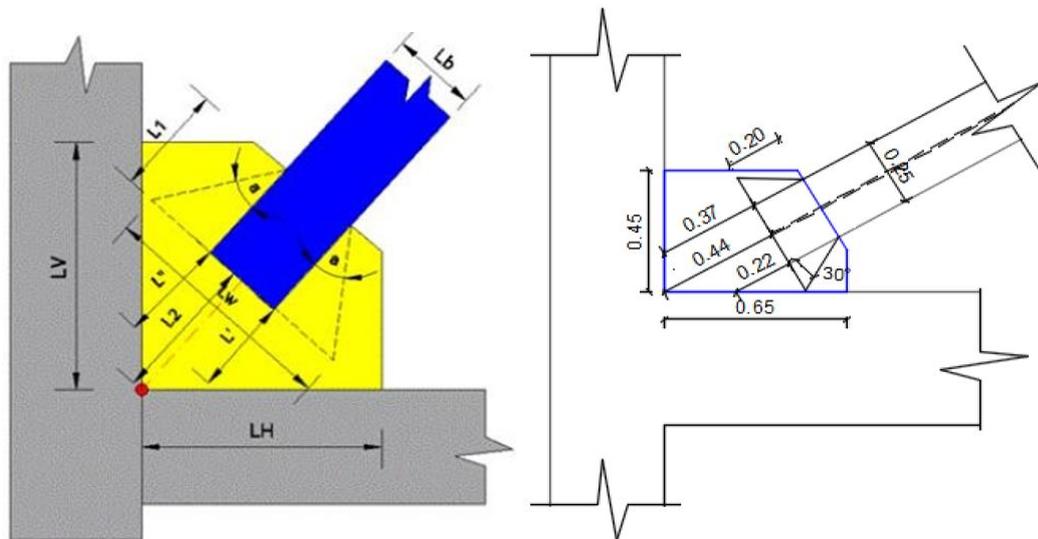
En el diseño estructural de estas uniones, se suelen aplicar principios de diseño por capacidad. (Aguiar et al., 2016; Dowswell, 2011). Wyss (1923) realizó uno de los trabajos experimentales más completos sobre este tema. El autor observó que los mayores esfuerzos durante cargas axiales se

producían en una franja de la placa con un ancho variable de 30° desde la unión con la diagonal. Este hallazgo fue confirmado en varios ensayos, especialmente en los realizados por Whitmore, quien dibujó las trayectorias de los esfuerzos producidos sobre las placas. A esta franja variable con un ángulo de 30° se la conoce como ancho Whitmore (Dowswell, 2011).

Para ilustrar el procedimiento de diseño de la placa Gusset, se optó por trabajar con las fuerzas de tensión y compresión más significativas, obtenidas tras la ejecución del modelo. Como primer paso, es crucial entender la nomenclatura y la geometría de la placa que se va a diseñar. Estos detalles se pueden observar en la siguiente figura, junto con las dimensiones respectivas.

Figura 10.

Diseño de placas.



Nota. "Diseño de placa de Gusset" Tomado de Aguiar et al., (2016) y Santamaría Morales (2017).

2.6.2.5. Resistencia a cortante vertical

La resistencia de diseño a cortante vertical debe ser menor que el valor calculado usando la siguiente expresión:

Ecuación 5.

Resistencia a cortante vertical

$$R_n = 0.60F_y * A_{gv}$$
$$A_{gv} = (L1 + L2) * tp$$

2.6.2.6. Resistencia bloque de corte.

Se refiere a la resistencia en la zona de conexión del elemento cuando esta falla debido a cortante y tensión simultáneamente.

Ecuación 6.

Resistencia bloque de corte

$$R_n = 0.6Fu * Anv + Ubs * Fu * Ant \leq 0.60FyAgv + Ubs * fu * Ant$$

Donde:

Fu: Resistencia ultima al corte del acero

Ant: Área neta solicitada a tracción

Ubs = 1, Cuando la tracción es uniforme

2.6.2.7. Resistencia a la compresión

La resistencia de los elementos sometidos a compresión se determina basándose en la relación de esbeltez, siguiendo los criterios que se detallan en la Ecuación 7, y se aplica las condiciones del capítulo E del ANSI-AISC 341-10.

Ecuación 7.

Resistencia a la compresión

$$Si: \frac{KL}{r} \leq 25 \quad P = Fy * A$$
$$Si: \frac{KL}{r} > 25$$

2.6.2.8. Revisión de esbeltez de la placa

La revisión de esbeltez se realiza comparando la esbeltez de la placa con valores límite establecidos en códigos de diseño. Si la esbeltez de la placa supera estos límites, se considera que la placa es esbelta y susceptible al pandeo. En este caso, se deben aplicar factores de reducción a la capacidad de carga de la placa para tener en cuenta su mayor flexibilidad.

Ecuación 8.

Ecuación de radio de giro de la sección de la placa

$$I_g = \frac{Lw * T p^3}{12}$$

2.6.2.9. Cálculo de facto de longitud efectiva

El cálculo de la longitud efectiva de una placa depende de las condiciones de apoyo y carga. En general, la longitud efectiva es mayor que la longitud física de la placa debido a la restricción de la deformación en los bordes. Existen diferentes métodos para calcular la longitud efectiva, como el método de las líneas de rotura, el método de energía total y el método de análisis por elementos finitos.

Ecuación 9.

Factor de longitud efectiva.

$$L_g = \frac{L_2 + L + L''}{3}$$

2.6.2.10. Soldadura de placa Gusset al perfil

El electrodo utilizado para la unión de la placa Gusset con la diagonal de acero es del tipo E70XX. En primer lugar, se determina la resistencia del material base y la resistencia del metal de soldadura, considerando los estados de ruptura en tensión y corte. Se aplican factores de reducción de 0,90 y 0,75, respectivamente. En la siguiente figura se muestra la longitud de soldadura utilizada para el cálculo, indicando que se pretende soldar tanto

Ecuación 11.

Para el material de la base

$$R_n = A_{nBM} * F_{nBM}$$

Donde:

F_{nBM} : Tensión nominal del base

A_{nBM} : Área transversal de material base

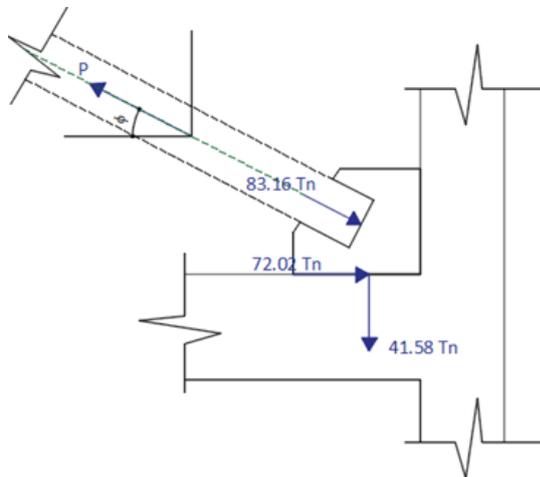
La resistencia de diseño a corte y tensión se determinará como el valor más bajo entre la resistencia del material base y la resistencia del metal de soldadura. Estas resistencias se compararán con las fuerzas de tensión y compresión actuantes.

2.6.2.11. *Diseño de pernos para conexión diagonal – columna vida.*

El diseño de la conexión entre la placa Gusset y la viga o columna se realizará utilizando una plancha de acero empernada a los elementos de hormigón. Para el diseño de los pernos, se consideran las fuerzas transmitidas por la diagonal, descomponiendo estas solicitaciones en el plano en el que actúan los pernos. La componente vertical, puede generar el aplastamiento en las perforaciones del perno

Figura 12.

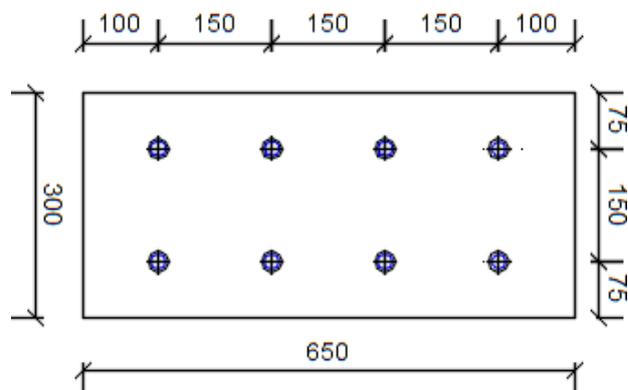
Diagrama de pernos y placa



Nota. "Diseño de placa de Gusset" Tomado de Aguiar et al., (2016) y Santamaría Morales (2017).

Figura 13.

Distribución de pernos en placa ubicada en la viga



Nota. "Diseño de placa de Gusset" Tomado de Aguiar et al., (2016) y Santamaría Morales (2017).

Figura 14.

Resistencia al apostamiento de perforaciones de pernos

$$R_n = 1.2L_c * t * Fu \leq 2.4 * d * t * Fu$$

Donde:

Fu: Resistencia ultima específica del material conectado

d: Diámetro nominal del perno

L_c: Distancia libre, en la dirección de la carga, entre el borde de la perforación adyacente del material

t: Espesor del material conectado

2.6.2.12. Anclaje al concreto

En el capítulo 17 del ACI 318-14 se establecen disposiciones para las "conexiones entre elementos estructurales, donde la falla de un anclaje o de un grupo de anclajes puede conducir a la pérdida de equilibrio o estabilidad de cualquier parte de la estructura. Los anclajes utilizados para las conexiones entre las diagonales, vigas y columnas del Edificio Silva Núñez serán incorporados in situ, en hormigón endurecido, es decir, se emplearán anclajes postinstalados de expansión. Es importante mencionar que la longitud empotrada del anclaje, las propiedades del acero, la resistencia del hormigón, la distancia a los bordes libres, el espaciamiento entre anclajes y el tipo de anclaje son parámetros que influyen en la resistencia de un anclaje.

De todas las resistencias requeridas para los anclajes, la resistencia al arrancamiento del concreto por tracción es la falla más probable a considerar en el diseño de la conexión, debido a que en el modelo realizado, las riostras fueron diseñadas únicamente para transmitir fuerzas axiales.

f) Resistencia al arrancamiento del concreto: la fuerza de tracción aplicada a un grupo de anclajes no debe exceder la resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción. Esta resistencia se calcula utilizando la siguiente ecuación:

Ecuación 12.

Resistencia al arrancamiento del concreto

$$\begin{aligned} \phi N_{cbg} &\geq N_{uag} \\ N_{cbg} &= \frac{A_{nc}}{A_{NCO}} * \phi_{ec,N} * \phi_{ed,N} * \phi_{c,N} * \phi_{ep,N} * N_b \end{aligned}$$

Donde:

N_{uag} : Resistencia nominal al arrancamiento del concreto en tracción de un grupo de anclajes

N_{uag} : Fuerza mayorada de tracción aplicada a un grupo de anclajes

A_{nc} : Área de falla proyectada del concreto para un grupo de anclajes

$\phi_{ec,N}$: Área de falla proyectada del concreto en un anclaje solo

$\phi_{ed,N}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en la excentricidad de cargas aplicadas.

$\phi_{c,N}$: Factor de modificación para la resistencia a tracción de anclajes con base en presencia o ausencia de fisuración en el concreto.

N_b : Resistencia básica al arrancamiento del concreto

El valor de los factores mencionados que se ajustan para los requerimientos del diseño en estudio se los obtuvo mediante las definiciones en las

secciones 17.4.2.4; 17.4.2.5; 17.4.2.6; 17.4.2.7 del ACI 318-14 y se resumen en la siguiente tabla:

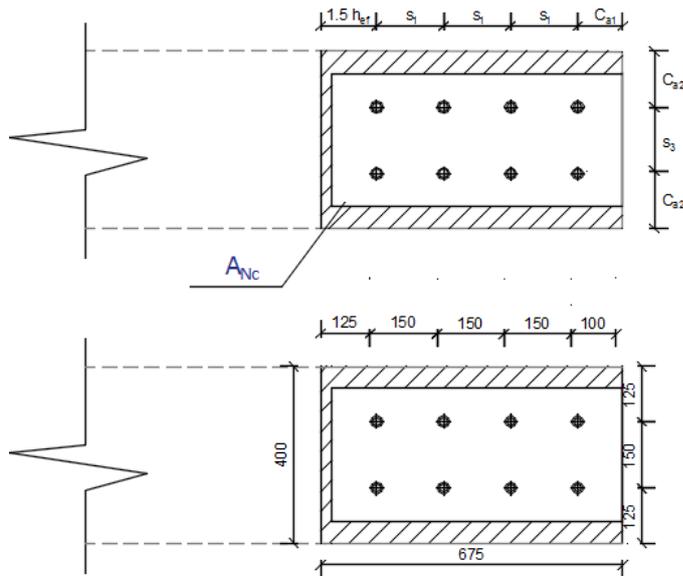
Tabla 14.

Factores de modificación adoptados

Factor	Valor adoptado
$\Psi_{ec,N}$	1
$\Psi_{ed,N}$	0.94
$\Psi_{c,N}$	1.4
$\Psi_{cp,N}$	1

Figura 15.

Esquema para el cálculo de Anclaje



Nota. "Diseño de placa de Gusset" Tomado de Aguiar et al., (2016) y Santamaría Morales (2017).

Con el objetivo de calcular las áreas de fallas proyectadas en el hormigón, se mencionan los requerimientos de la sección 17.4.2.3 del ACI 318-14 para obtener la profundidad embebida efectiva del anclaje, h_{ef}

En primera instancia, se adopta una longitud del perno de anclaje, la cual debe estar en el rango de $4da \leq h_{ef} \leq 20 da$, donde da es el diámetro del perno en uso.

La profundidad embebida efectiva del anclaje, hef , se puede considerar como la longitud del empotramiento del perno. Sin embargo, si los anclajes están ubicados en secciones angostas, donde tres o más bordes tienen dimensiones menores a $1.5 hef$, se calcula una superficie de falla supuesta para limitar hef , parámetro que se denota como hef' . El valor que gobierna la profundidad efectiva del anclaje será el mayor de las siguientes dos condiciones:

1. La relación entre la máxima distancia medida desde el centro del perno de anclaje al borde del concreto y $1.5 (C_{a,max}/1.5)$
2. La relación ente el espaciamiento máximo entre anclajes y $3 (s/3)$

Para definir los parámetros restantes N_b utiliza la expresión que se presenta a continuación:

$$N_b = k_c * k_a \sqrt{f'}$$

2.7. ANALISIS FINANCIERO

El análisis financiero es una herramienta útil que permite evaluar el desempeño económico durante la duración de una actividad específica y brinda la posibilidad de realizar comparaciones con actividades similares. La importancia de un análisis financiero radica en la identificación de aspectos económicos y financieros que reflejan la situación y el funcionamiento de una institución. Este tipo de análisis es aplicable a todo tipo de empresa sin importar su actividad (Puerta Guardo et al., 2018).

2.8. PRESUPUESTO

El presupuesto es una estimación detallada de los recursos financieros necesarios para llevar a cabo un proyecto específico. Incluye una lista completa de todos los costos directos e indirectos asociados con la ejecución del proyecto, lo que permite una planificación financiera precisa y una gestión eficaz de los recursos. En el

contexto del estudio propuesto sobre el análisis comparativo estructural y económico de un edificio residencial con y sin la utilización de rigidizadores sísmicos, el presupuesto desempeña un papel crucial (Nistal Cordero et al., 2012).

El presupuesto proporcionará información esencial sobre los costos directos, que incluyen los materiales necesarios para la construcción, la maquinaria, herramientas y equipos requeridos, así como los costos de la mano de obra. Estos elementos son fundamentales para evaluar la viabilidad económica de implementar los rigidizadores sísmicos en la construcción de edificios residenciales. Además, los costos indirectos, como los gastos generales y administrativos, los impuestos y los seguros, deben tenerse en cuenta para obtener una comprensión completa del impacto financiero de la utilización de estos sistemas. En estudios de este tipo, es común analizar detalladamente cada uno de estos aspectos del presupuesto para comprender cómo afectan los costos totales y cómo influyen en la decisión de implementar o no los rigidizadores sísmicos en la construcción de edificios residenciales en la provincia de Santa Elena. (Tamayo Torres, 2014).

2.8.1. Costo Directo

El costo directo es aquel que está ligado directamente con el proyecto y compromete la calidad de este.

2.8.2. Materiales

Los materiales en la construcción de edificios residenciales son elementos fundamentales que influyen en la calidad, durabilidad y seguridad de la estructura. En el contexto del análisis comparativo estructural y económico de un edificio residencial con y sin la utilización de rigidizadores sísmicos, los materiales juegan un papel crucial. En la implementación de rigidizadores sísmicos, la elección de materiales adecuados puede ser determinante para garantizar la eficacia del sistema y su capacidad para resistir las fuerzas sísmicas. Se deben considerar materiales estructurales robustos y de alta resistencia que puedan soportar las tensiones y deformaciones durante un evento sísmico. Además, el costo de los materiales es un factor importante en la evaluación económica de la utilización de los rigidizadores

sísmicos, ya que puede representar una parte significativa del presupuesto total de construcción.

2.8.3. Maquinaria, Herramienta y Equipo

La maquinaria, herramientas y equipos utilizados en la construcción de edificios residenciales son componentes esenciales para llevar a cabo el proceso constructivo de manera eficiente y segura. En el contexto del análisis propuesto, la selección y disponibilidad de la maquinaria, herramientas y equipos adecuados son aspectos cruciales para considerar. La implementación de rigidizadores sísmicos puede requerir equipos específicos para su instalación, así como herramientas especializadas para trabajos de soldadura, perforación u otras tareas relacionadas. Es esencial evaluar la capacidad y el costo de la maquinaria y herramientas necesarias para la instalación de los rigidizadores sísmicos, así como su disponibilidad en la provincia de Santa Elena, ya que esto puede influir en la viabilidad técnica y económica del proyecto. (Tamayo Torres, 2014).

2.8.4. Mano de Obra

La mano de obra en la construcción de edificios residenciales abarca tanto la habilidad y experiencia de los trabajadores como la cantidad de personal necesaria para llevar a cabo el proyecto de manera eficiente. En el contexto del análisis comparativo estructural y económico de un edificio residencial con y sin la utilización de rigidizadores sísmicos, la mano de obra desempeña un papel crucial en la implementación exitosa del sistema. La instalación de los rigidizadores sísmicos puede requerir mano de obra especializada, como soldadores o técnicos estructurales, que estén familiarizados con los procedimientos de instalación y las normas de seguridad pertinentes. Además, es importante evaluar la disponibilidad de mano de obra calificada en la provincia de Santa Elena y considerar los costos asociados con la contratación y capacitación del personal necesario para llevar a cabo el proyecto (Tamayo Torres, 2014).

2.8.5. Costos Indirectos

Los costos indirectos son los gastos que forman parte de la logística y operación de la obra, importantes para la ejecución del proyecto. Estos incluyen el sueldo del personal administrativo, alquiler de oficina, utilidades, seguros, entre otros (Tamayo Torres, 2014)

CAPÍTULO III: METODOLOGÍA

3.1. TIPO Y NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El tipo y nivel de investigación son las primeras consideraciones que deben tomarse en cuenta al diseñar la metodología para las variables del estudio. Es fundamental elegir el tipo y nivel correctos para abordar eficazmente una pregunta de investigación o un problema específico.

3.1.1. Tipo de investigación

El tipo de investigación se refiere a la clasificación del estudio basado en su propósito y enfoque (C. Ramos-Galarza, 2021). En general, las investigaciones pueden ser básicas o aplicadas. La investigación básica busca ampliar el conocimiento teórico sin un fin práctico inmediato, mientras que la investigación aplicada se orienta a resolver problemas específicos y prácticos.

El presente estudio corresponde a una investigación aplicada, ya que su objetivo es comparar el desempeño sísmico y económico de edificios residenciales con y sin la utilización de rigidizadores sísmicos. Este análisis tiene una aplicación directa y práctica en el campo de la ingeniería civil, proporcionando información útil para la mejora de la seguridad estructural y la toma de decisiones financieras en la construcción de edificios en la provincia de Santa Elena.

3.1.2. Nivel de investigación.

El nivel de investigación hace referencia a la profundidad con la que se aborda el problema de estudio (Cauas, 2013). Los niveles más comunes son exploratorio, descriptivo, correlacional y explicativo. El nivel descriptivo se enfoca en detallar las características y comportamientos de los fenómenos, mientras que el nivel explicativo busca entender las causas y efectos de dichos fenómenos.

Este estudio se sitúa en un nivel descriptivo y explicativo. Es descriptivo porque se encargará de detallar las características estructurales y económicas de los

edificios con y sin rigidizadores sísmicos casos de muros de corte y diagonales rigidizadores. Además, es explicativo porque pretende analizar y explicar las diferencias en el desempeño sísmico y económico entre ambas condiciones, proporcionando una comprensión más profunda de los efectos de los rigidizadores sísmicos en la estructura de los edificios.

3.2. MÉTODO, ENFOQUE Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El método, el enfoque y el diseño de la investigación son componentes esenciales para la realización de estudios rigurosos y sistemáticos en cualquier disciplina académica.

3.2.1. Método

El método de investigación se refiere a las estrategias y técnicas utilizadas para recopilar y analizar los datos (Rodríguez Jiménez & Pérez Jacinto, 2017). En términos generales, los métodos pueden ser cualitativos, cuantitativos o mixtos. El método cuantitativo se caracteriza por el uso de datos numéricos y análisis estadísticos para obtener conclusiones objetivas y generalizables. En este caso, el estudio emplea un método cuantitativo.

Se utilizarán modelos matemáticos y simulaciones estructurales para cuantificar el desempeño sísmico de los edificios, así como análisis financieros para evaluar los costos y beneficios económicos de la implementación de rigidizadores sísmicos. Esta aproximación permite obtener datos precisos y comparables sobre el impacto de los rigidizadores en el desempeño estructural y económico de los edificios residenciales.

3.2.2. Enfoque

El enfoque de la investigación se refiere a la perspectiva general desde la cual se aborda el estudio, pudiendo ser cualitativo, cuantitativo o mixto (Nieto, 2018). Un enfoque cuantitativo se centra en la medición objetiva y el análisis de datos numéricos. El enfoque de este estudio es cuantitativo. La investigación se

basará en la recopilación y análisis de datos numéricos obtenidos a través de simulaciones estructurales y cálculos económicos. Este enfoque permite una evaluación objetiva y precisa de las diferencias en el desempeño sísmico y económico entre edificios con y sin rigidizadores sísmicos.

3.2.3. Diseño de la Investigación

El diseño de la investigación es el plan o estrategia que se sigue para responder a las preguntas de investigación (García Ramírez, 2021). Puede incluir diseños experimentales, correlacionales, descriptivos, entre otros. Un diseño comparativo implica la evaluación de dos o más condiciones o grupos para identificar diferencias y similitudes.

Este estudio utiliza un diseño comparativo y experimental. Se realizarán simulaciones estructurales bajo diferentes condiciones sísmicas para evaluar el comportamiento de edificios con y sin rigidizadores sísmicos. Además, se llevará a cabo un análisis económico para comparar los costos y beneficios de implementar dichos rigidizadores. Este diseño permite comparar directamente los efectos estructurales y económicos de los rigidizadores en los edificios residenciales.

3.3. POBLACIÓN, MUESTRA Y MUESTREO

3.3.1. Población

La población en un estudio de investigación se refiere al conjunto total de elementos o sujetos que poseen las características que se desean estudiar (Medina et al., 2023). En este caso, la población comprende todos los edificios residenciales en la provincia de Santa Elena.

3.3.2. Muestra

La muestra es un subconjunto representativo de la población que se selecciona para el estudio (De La Cruz Casaño, 2016). Dado que es impráctico analizar todos los edificios residenciales de Santa Elena, se seleccionarán uno o varios edificios que sean representativos de las condiciones típicas de la zona para su modelado y análisis detallado.

3.3.3. Muestreo

El muestreo es el proceso mediante el cual se selecciona la muestra de la población. Puede ser probabilístico o no probabilístico (Vizcaíno Zúñiga et al., 2023). El muestreo no probabilístico por conveniencia se utiliza cuando se eligen elementos que están disponibles y son representativos del fenómeno de estudio. En esta investigación, se empleará un muestreo no probabilístico por conveniencia. Se seleccionarán edificios residenciales en la provincia de Santa Elena que estén disponibles y sean representativos de las características típicas de la zona. Este método permite realizar un análisis detallado y práctico de los edificios seleccionados para evaluar el impacto de los rigidizadores sísmicos.

3.4. DISEÑO ARQUITECTÓNICO.

El diseño arquitectónico se refiere al proceso creativo y técnico de planificar y diseñar los espacios construidos, que incluyen la disposición y organización de áreas. Este proceso involucra la creación de planos y maquetas que detallan la estructura, el uso del espacio y los sistemas integrados, como electricidad, plomería y climatización. El objetivo del diseño arquitectónico es crear ambientes funcionales, seguros y estéticamente agradables que satisfagan las necesidades de los usuarios.

3.4.1. Descripción del Edificio

El edificio en cuestión es una estructura de uso residencial exclusivo que se compone de ocho niveles sobre el suelo living, 5 pisos departamentales, terraza accesible y terraza inaccesible, el proyecto estructural se lo realizó mediante un sistema a porticado de columnas y vigas, cuya finalidad es ser el soporte fundamental de la estructura, que, además, transmitirá las fuerzas actuantes a la cimentación, tiene un área de 278 m² por nivel, proporcionando un amplio espacio habitable en cada planta. La cota máxima del edificio alcanza los 28.40 metros, lo que incluye tanto los seis niveles habitables como el nivel subterráneo. Los planos arquitectónicos de este edificio han sido cedidos para uso educativo y servirán como base para diseñar y analizar la estructura utilizando ambos métodos: con y sin la implementación de rigidizadores sísmicos. Esta documentación incluye detalles

precisos de la distribución de espacios, así como las especificaciones técnicas necesarias para realizar un análisis estructural exhaustivo.

El edificio, con sus múltiples niveles y espacios bien definidos, representa un caso ideal para estudiar el impacto de los rigidizadores sísmicos en el desempeño estructural y económico, contribuyendo al entendimiento de su eficacia y viabilidad en construcciones residenciales en la provincia de Santa Elena. Los elementos estructurales se modelaron como elementos finitos y se sometieron a un análisis sísmico de acuerdo con lo que se establece en la norma NEC-2015.

Tabla 15.

Distancias en dirección X e Y de la estructura.

NIVEL	DIRECCIÓN Y (N-S)	DIRECCIÓN X (E-O)
1 2 3 4	Luces de 4,10 + 6,00 + 4,10	Luces de 6.13 + 6.13 + 6.13 + 3.30
Total,	Longitud = 15 m	Longitud = 18m

Figura 16.

Planta Arquitectónica – Sótano

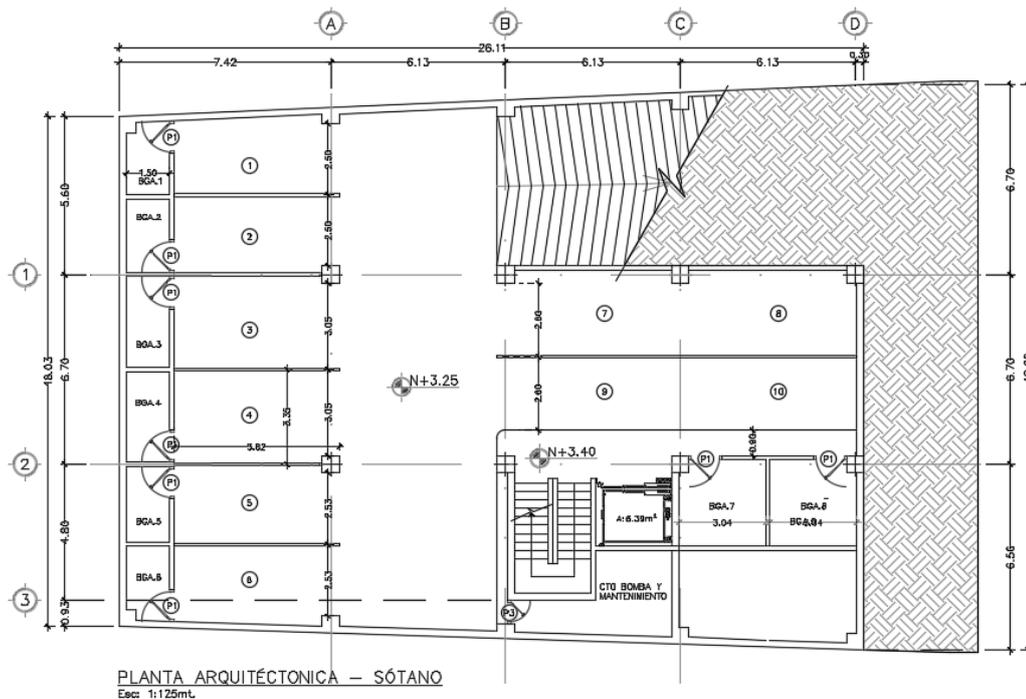


Figura 17.

Planta Arquitectónica – Planta Baja

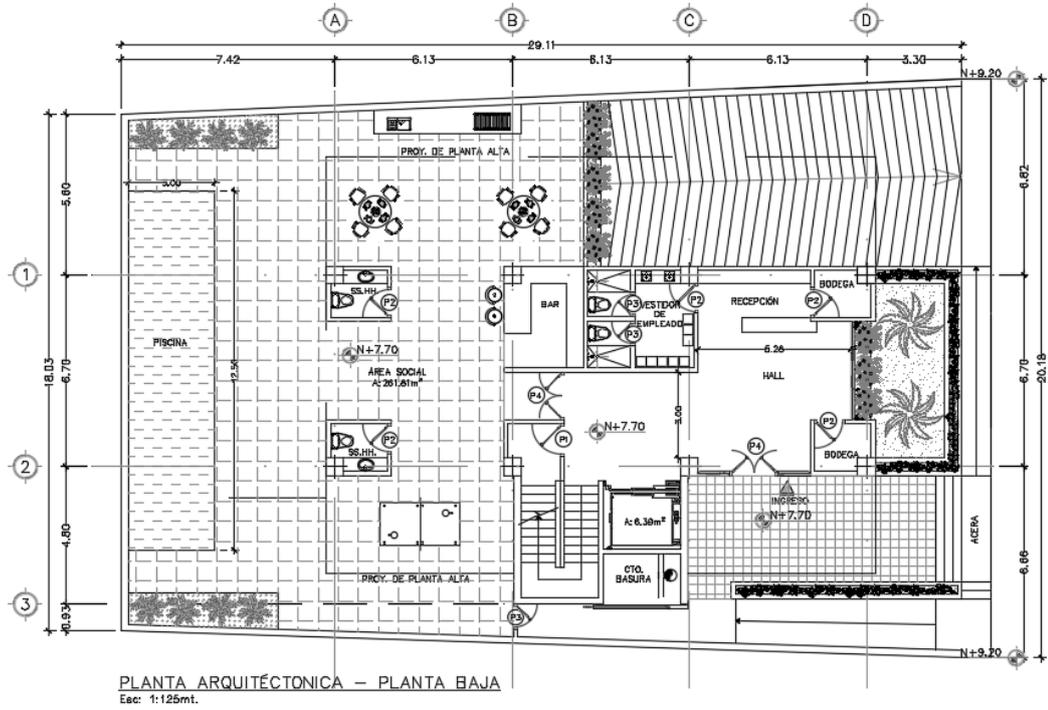


Figura 18.

Planta Arquitectónica Piso 1 a 3.

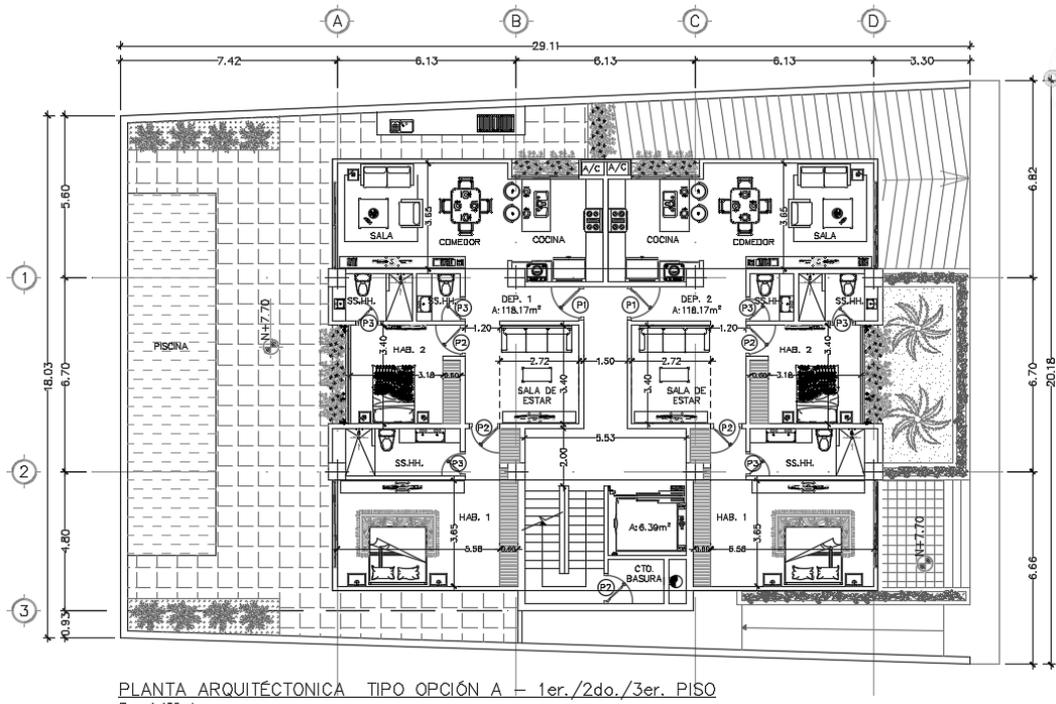
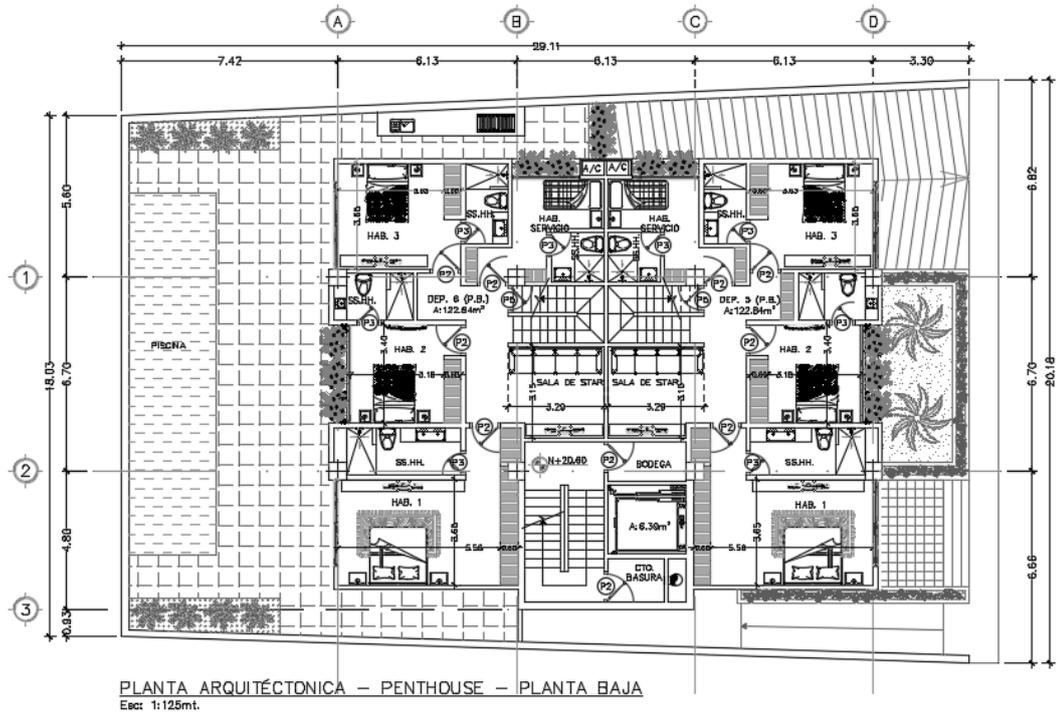


Figura 19.

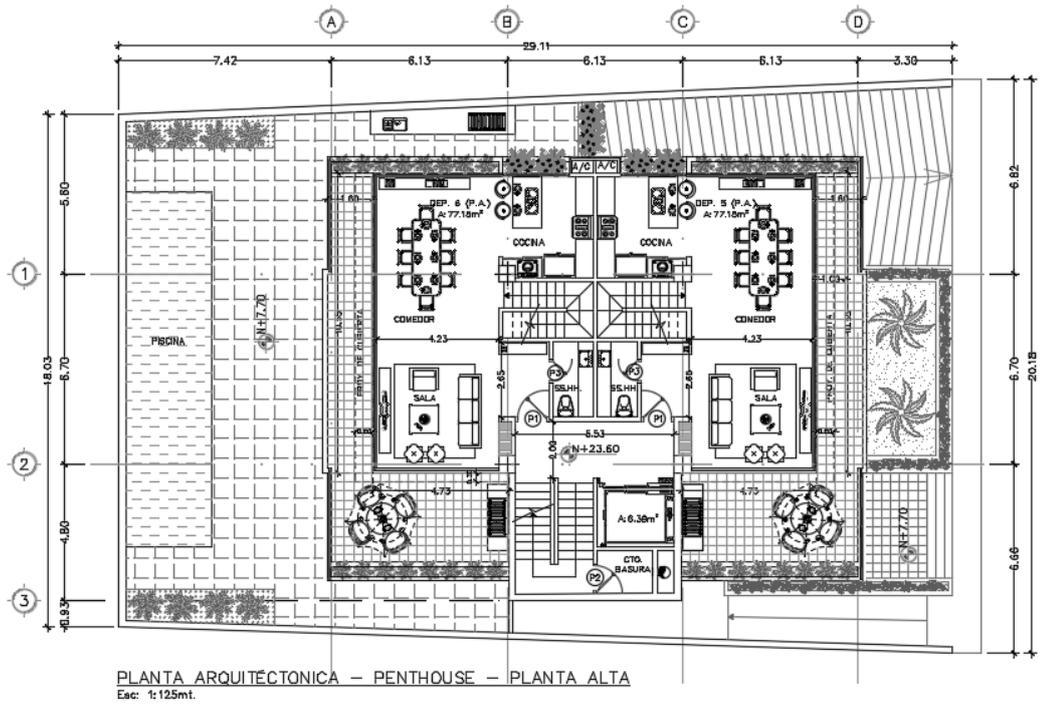
Planta Arquitectónica Penthouse Planta Baja.



PLANTA ARQUITECTÓNICA – PENTHOUSE – PLANTA BAJA
Esc: 1:125m.

Figura 20

Planta Arquitectónica Penthouse Planta Alta.



PLANTA ARQUITECTÓNICA – PENTHOUSE – PLANTA ALTA
Esc: 1:125m.

Figura 21.

Planta arquitectónica Cubierta no accesible

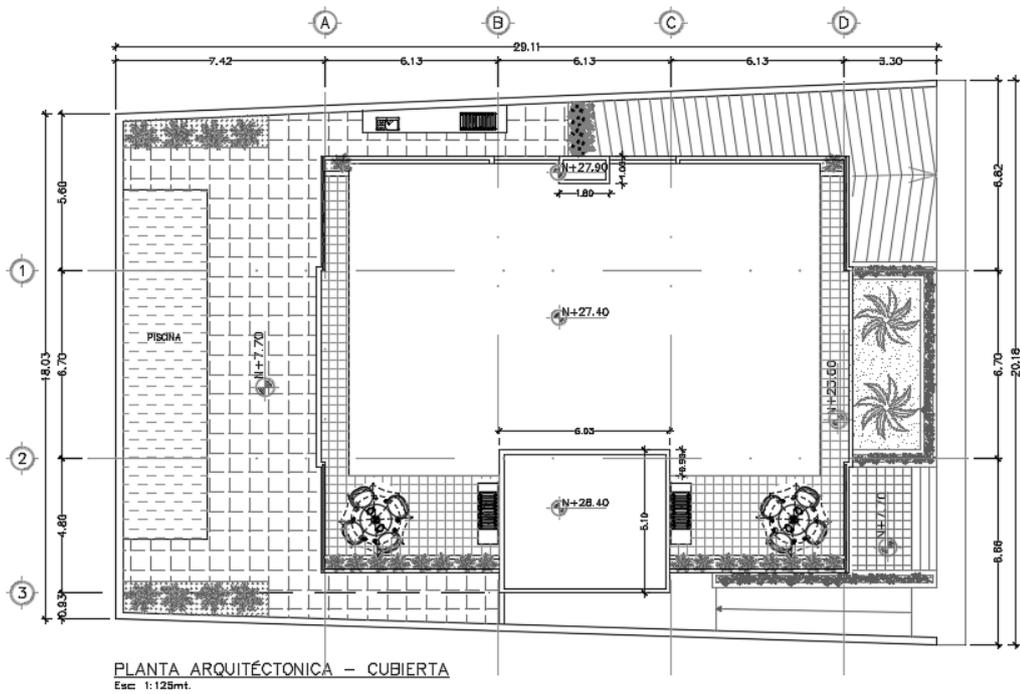
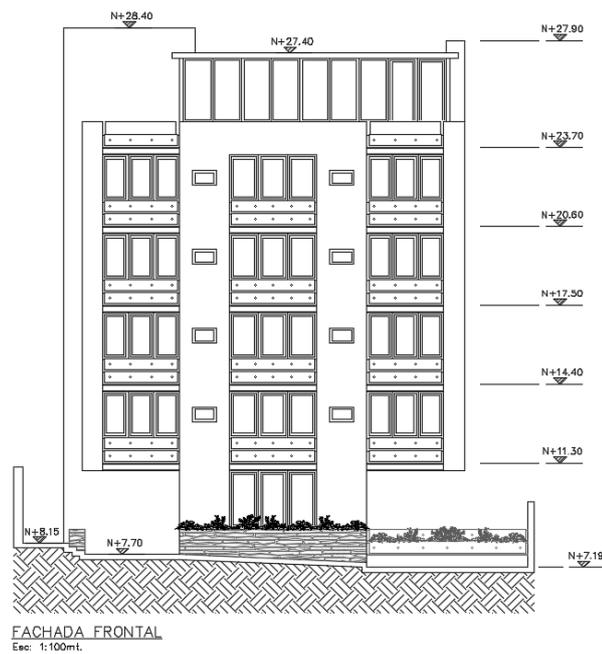


Figura 22.

Fachada Principal edificio.



3.5. METODOLOGÍA DEL O.E.1.: REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE TIPO RESIDENCIAL ACORDE A NORMATIVAS PARA ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICOS ESPECIALES CON MUROS DE CORTE Y DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO.

La metodología para el O.E.1 implica diseñar una estructura de hormigón armado para una edificación residencial siguiendo las normativas específicas para este tipo de estructuras, centrándose en el uso de pórticos y pórticos especiales con muros de corte y diagonales de arriostramiento para garantizar la estabilidad y resistencia adecuadas.

3.5.1. Descripción estructural

Al ser un edificio con un sistema a porticado se tomó en cuenta la siguiente disposición en planta de vigas y columnas.

Figura 23.

Disposición estructural.

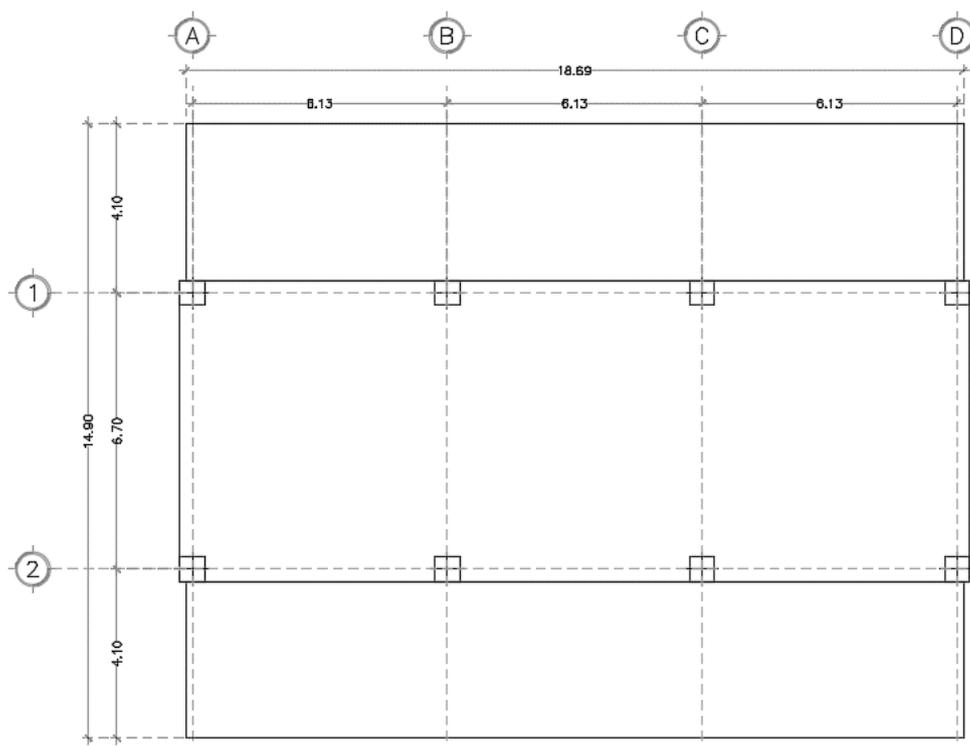


Tabla 16.

Distancias en dirección X e Y de la estructura.

NIVEL	DIRECCIÓN	DIRECCIÓN
	Y (N-S)	X (E-O)
1 2 3 4 5 6	Luces de 6.13 + 6.13 + 6.13	Luces de 4.10 + 6.70 + 4.10
Total, en dirección X, Y	Longitud = 18.69 m	Longitud = 14.90m

La edificación presenta un diseño con 8 columnas principales y un área de 278.50 m² por piso en la zona de uso residencial compuesto por 7 pisos de departamentos y una cubierta no accesible. Bajo el nivel de terreno natural en el espacio de estacionamientos tiene 575.67 m²

3.5.2. Descripción de los materiales.

La estructura estará compuesta por pórticos de hormigón armado, en el modelo comparativo se incluye acero estructural para realizar las características principales de los elementos se describen a continuación.

3.5.2.1. Hormigón

El hormigón tradicional u hormigón convencional tendrá las siguientes propiedades:

- Resistencia a la compresión ($f'c$) de: 210 kg/cm²
- Peso específico (γ) de: 2.4 T/m³
- Módulo de elasticidad (E_c): 218819.78 kg/cm²
- $E_c = 15100 * \sqrt{f'c}$

3.5.2.2. Varillas de refuerzo

Las varillas de refuerzo convencionales, grado 60, usadas tienen las características expuestas a continuación:

- Peso específico (γ) de: 7.85 T/m³
- Esfuerzo a la fluencia (f_y) de: 4.200 kg/cm²
- Módulo de Young de (E_s) de: 2.1×10^6 kg/cm²

3.5.2.3. *Acero estructura*

El acero estructuras usado deberá cumplir con la ASTM: A36

- Esfuerzo de fluencia F_y : 2528.9 kg/cm²
- Resistencia a tensión F_u : 3585.65 kg/cm²
- Módulo de elasticidad E : 200000 MPa
- Sección cuadra de 100x100x5
- Sección G o Correa de 100x50x5

3.5.3. Especificaciones Estructurales.

3.5.3.1. *Estimación de cargas estáticas*

Las cargas tanto viva como muerta se determinó con base en la NEC- SECG correspondiente a CARGAS NO SÍSMICAS. Norma que Hace referencia A las Cargas permanentes Que corresponden Al peso Inherente de La edificación y de las cargas vivas.

3.5.3.2. *Carga Viva*

Está determinada por la funcionalidad que tendrá como objetivo la estructura. La NEC-15 en la sección de cargas no sísmicas en el apéndice 4.2, tabla 9, establece valores de sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas a considerar en el cálculo. Al ser la edificación de análisis, de uso residencial y multifamiliar, con una cubierta plana inaccesible, y con escaleras se adoptaron los siguientes valores de carga viva por piso.

Tabla 17.

Consideración de carga muerta y viva de la estructura.

Carga	Cubierta	Grada
Carga Muerta (kg/m ²)	135	200
Carga Viva (kg/m ²)	70	300

3.5.3.3. *Carga muerta*

Las cargas muertas se determinaron con el peso de todo elemento estructural y no estructural que actúen permanentemente sobre la edificación. Tales

como peso propio de la losa, mampostería, acabados, recubrimientos e instalaciones. Los pesos y densidades planteadas, tanto de hormigón, hormigón armado, mortero, peso de materiales, se obtienen del apéndice 4, Tabla 8, de la NEC-SE-CG. Materiales que no estén en esta norma se hace referencia a las densidades y pesos de los catálogos de los productos. Es fundamental mencionar que el software ETABS considera de manera automática el peso propio de los miembros estructurales. Por consiguiente, se realizó una estimación de la sobrecarga actuante.

Tabla 18.

Consideraciones de carga.

Elemento	Carga (Kg/m²)
Enlucido	40
Cielo Raso	20
Acabados piso	20
Instalaciones	10
Mampostería	210
Carga Muerta total:	300

3.5.4. Modelo estructural.

Se refiere a una representación matemática o física de un edificio, puente u otra estructura, utilizada para predecir su comportamiento bajo diferentes condiciones de carga, como el viento, el peso de los ocupantes, los terremotos, etc. Este modelo puede ser creado mediante software de análisis estructural o mediante métodos analíticos tradicionales, en la presente investigación se utilizó el software ETABS V19.

3.5.4.1. Método de análisis presentado en la NEC – 15

La NEC-15 en el apartado de análisis sísmo resistente admite el uso de dos diseños para el análisis estructural, un modelo basado en desplazamientos y otro basado en fuerzas. El modelo basado en fuerzas es indispensable en el diseño de cualquier edificio, mientras que el modelo basado en desplazamientos solo servirá como un complemento (NEC-SE-DS, 2015).

3.5.4.2. Sismo de diseño

El evento sísmico de diseño, que cuenta con una probabilidad del 10% de ser superado en un lapso de 50 años (es decir, un periodo de retorno de 475 años), en (NEC-SE-DS, 2015) se establece mediante el estudio de la amenaza sísmica específica al lugar donde se sitúa la estructura o a través de un mapa de riesgo sísmico, que se encuentra en el presente documento. Los valores empleados para especificar el Espectro Elástico de Diseño se detallan en la tabla 33 y se fundamentan en las fórmulas que están descritas en la sección 2.6 del presente documento.

Tabla 19.

Factores y coeficientes espectrales para suelo de tipo D.

Factor	Valor
F_a	1.12
F_d	1.11
F_s	1.4
η	1.80
r	1
z	0.5
T_0	0.11
T_c	0.70
T etabs	0.78

Nota. Valores tomados de acuerdo con lo establecido por (NEC-SE-DS, 2015).

3.5.5. Cálculo de la Aceleración espectral Inelástica.

3.5.5.1. Factor de Reducción de Resistencia (R).

Considerando un sistema de “Pórticos especiales con vigas banda, muros estructurales de hormigo armado” la norma indica usar un valor de $R = 7$ para el diseño de los elementos.

3.5.5.2. *Factor de Importancia I.*

Dado que no se trata de una estructura de uso público que debe estar en funcionamiento de manera constante, se decide seleccionar un coeficiente de importancia para la estructura $I = 1.00$ basándose en las indicaciones proporcionadas en la tabla 14.

3.5.5.3. *Factores de configuración estructural (ϕ_P, ϕ_E).*

Estos coeficientes están vinculados a las variaciones estructurales y de diseño que una construcción pueda tener. Se categorizan como ϕ_E para las irregularidades verticales y ϕ_P para las horizontalidades anómalas, y los valores seleccionados en cada situación se justifican adecuadamente.

Considerando una estructura regular, y su importancia, los factores utilizados también se resumen en la tabla 34 y donde se establece la siguiente ecuación del espectro inelástico:

$$S_{ai} = \frac{S_a I}{\phi_P \phi_E R} \quad (3.7.3.1)$$

Tabla 20.

Factores y coeficientes estructurales para la edificación.

Factores y Coeficientes	
<i>I</i>	0.78
<i>R</i>	7
ϕ_P	0.9
ϕ_E	1

Nota. Valores tomados de (NEC-SE-DS, 2015) de acuerdo con el tipo de estructura evaluada.

3.5.6. **Espectro de diseño inelástico.**

El espectro de diseño elástico se modifica utilizando un factor de reducción de fuerza sísmica con el valor establecido en la tabla 34, en el caso de los pórticos de hormigón armado es igual a $R=3$, y el de los pórticos especiales es $R = 7$.

3.5.7. Combinaciones de carga

Se considerará una mayoración y combinación de las cargas sísmicas y cargas estáticas estimadas en el apartado 3.3, estas combinaciones se las tomó de la tabla 5.3.1. del ACI 318, dichos valores se los ingresó en la aplicación ETABS. La aplicación de cargas se realizó en la aplicación ETABS, mediante la transmisión a través de las losas, tomando en cuenta el peso inherente de los miembros y una sobrecarga que representa la carga muerta estimada, del mismo modo se considera la carga viva.

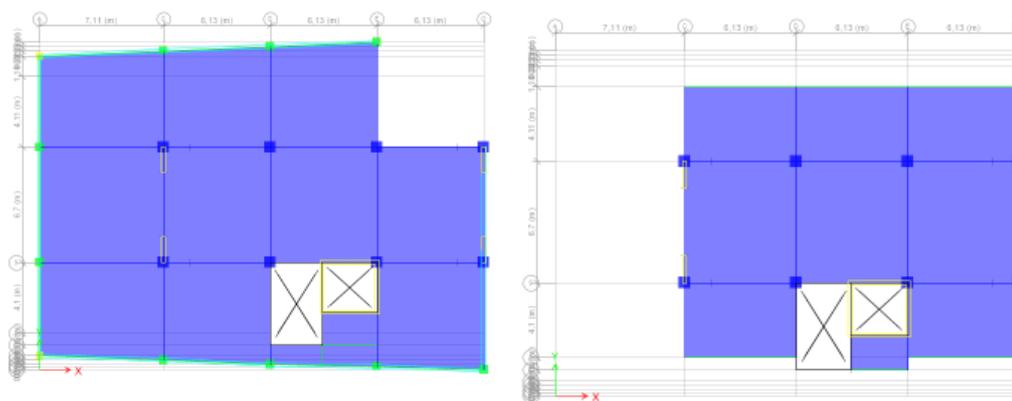
Tabla 21.

Combinación de cargas.

Combinación de carga	Ecuación	Carga Primaria
$U=1.4D$	5.3.1a	D
$U=1.2D+1.6L+0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$	5.3.1b	L
$U=1.2D+1.6(L, \text{ o } S, R) +(1L \text{ o } 0.5W)$	5.3.1c	L o S o R
$U=1.2D+1.0W+1.0L+0.5(L \text{ o } S \text{ o } R)$	5.3.1d	W
$U=1.2D+1.0E+1.0+0.2S$	5.3.1e	E
$U=0.9D+1.0W$	5.3.1f	W
$U=0.9D+1.0E$	5.3.1g	E

Figura 24.

Asignación de cargas.



3.5.8. Diseño de pórticos especiales con muros de corte.

Los muros de corte ofrecen ventajas significativas, en conjunto con los pórticos forman sistemas duales que proporcionan mayor rigidez a la estructura, así

como una capacidad de ductilidad que brinda resistencia a cargas laterales. Su función estructural es absorber la mayor parte de los esfuerzos producidos por los sismos, funcionando similar a una columna a compresión. La **figura 15**, muestra los lugares donde serán ubicados los muros de corte.

Tabla 22.

Datos para diseño de muros de corte.

Parámetro	Tipo 1 – (Eje 1-2)	Tipo 2 – (A-B y C-D)
l_w	2.00 m	1.50 m
t_w	25.00 cm	25.00 cm
h_w	25.00 m	25.00 m
h_n	3.00 m	3.00 m
f_c	210 Kg/cm^2	210 Kg/cm^2
f_y	4200 Kg/cm^3	4200 Kg/cm^3

Figura 25.

Ubicación de muros de corte en hormigón.

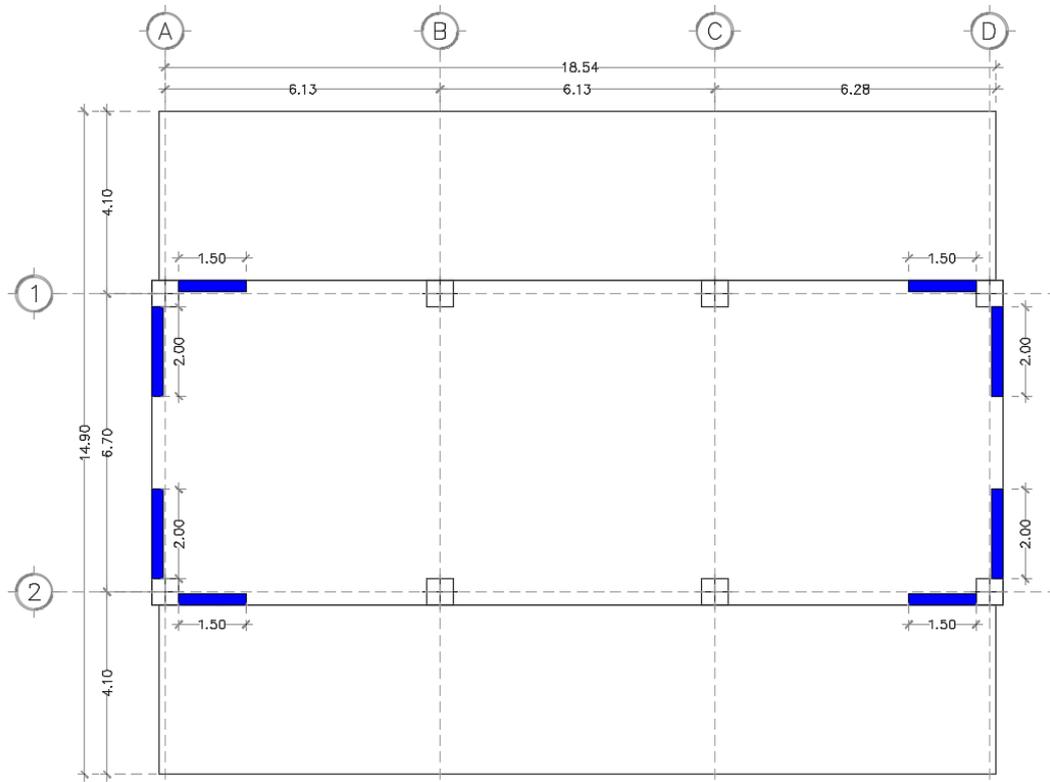


Tabla 23.

Parámetro

Parámetro	Valor
μ	3

Muestra la verificación del condicionante donde el cortante último de diseño calculo corresponde a cada combinación de carga debe ser menor que el cortante máximo admisible.

3.5.9. Diseño con diagonales rigidizadoras.

El diseño de diagonales rigidizadoras implica considerar diversos aspectos como la geometría de la estructura, las cargas laterales previstas, las propiedades del material y las normas de diseño aplicables. Existen diferentes tipos de diagonales rigidizadoras, cada una con sus propias características y aplicaciones. La selección del tipo de diagonal adecuada depende de las necesidades específicas del proyecto.

Para el proyecto se utilizan diagonales de arriostamiento concéntricas, las secciones de acero deberán cumplir con los siguientes detalles de fabricación y construcción de acuerdo con las normativas nacionales e internacionales vigentes aplicables a estructuras de acero la Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC - 15) y las especificaciones AISC 360-16, ANSI/AISI para construcciones y análisis sismorresistente de edificaciones de acero estructural.

- Las soldaduras de filete serán del tamaño mínimo requerido por el código AISC para los espesores de placa a conectarse y se aplicarán a toda la longitud de contacto a menos que se indique lo contrario. En ningún caso será menor de 3mm y recubiertos pintura anticorrosiva 100 micras.
- La superficie inferior de las placas base deben instalarse sobre grout para asegurar un completo contacto con la base de hormigón, de acuerdo con los planos estructurales.

- De acuerdo con el código de soldadura estructural de la sociedad americana de soldadura (AWS), la prueba de certificación del soldador deberá estar disponible en el lugar de trabajo durante el periodo de inspección.

Figura 26.

Ubicación de diagonales de arriostramiento.

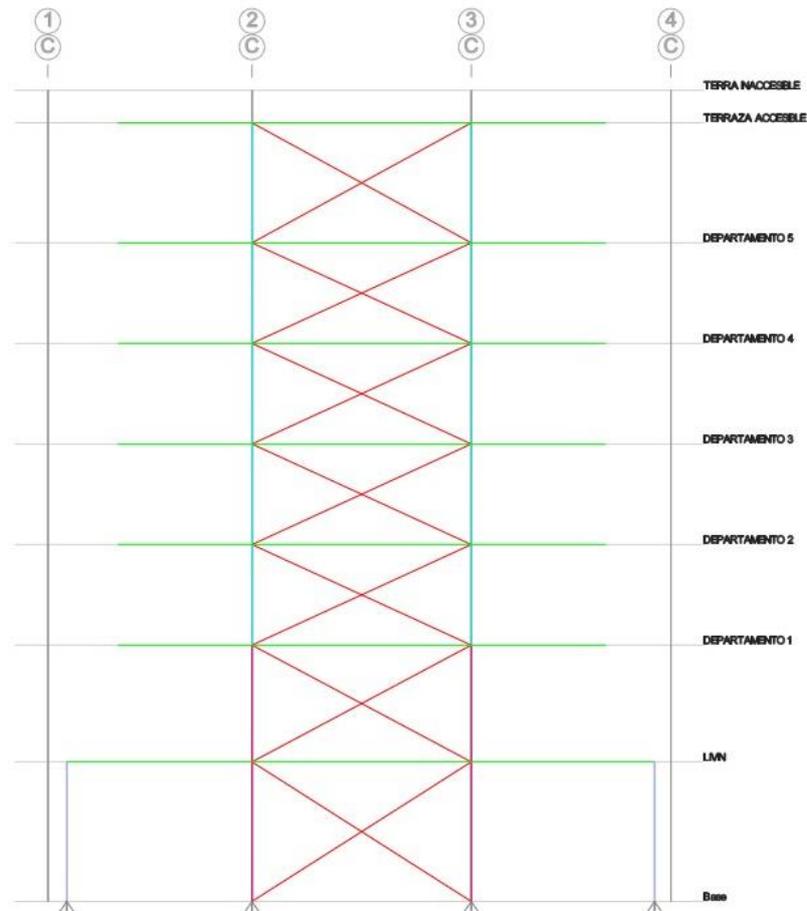
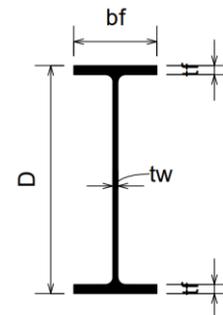


Tabla 24.

Secciones transversales de los arriostramientos.

Parámetro	W210B
Material	A992Fy50
$A(mm)$	5720
$D(mm)$	210
$bf(mm)$	210
$tf(mm)$	10
$tw(mm)$	8



3.6. METODOLOGÍA DEL OE.3 REALIZAR EL ANÁLISIS ECONÓMICO DEL COMPONENTE ESTRUCTURAL MEDIANTE LA EVALUACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS PARA OBTENER EL COSTO POR METRO CUADRADO DE LA EDIFICACIÓN.

3.6.1. Análisis Sismorresistente.

El análisis estructural es una etapa fundamental en el diseño de estructuras, especialmente en aquellas ubicadas en zonas sísmicas o con cargas significativas. Mediante el uso de herramientas computacionales como ETABS, se pueden evaluar el comportamiento y la capacidad de carga de la estructura bajo diferentes escenarios de carga, se elaboraron diversos modelos en ETABS con base en el dimensionamiento, la distribución arquitectónica y la disposición de los elementos estructurales. Se definieron las cargas actuantes, las combinaciones de carga y los demás factores necesarios para realizar un análisis lineal y un análisis dinámico.

Para garantizar que una estructura se considere sismorresistente, es necesario realizar una serie de comprobaciones que verifiquen su cumplimiento con los siguientes puntos de control:

- a. **Cortante Basal Estático:** Se evalúa la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas de cortante generadas por su propio peso y las cargas muertas.
- b. **Cortante Basal Dinámico:** Se analiza la capacidad de la estructura para resistir las fuerzas de cortantes dinámicas producidas por un sismo.
- c. **Deflexiones:** Se verifica que las deflexiones de la estructura bajo las cargas de servicio no superen los límites establecidos en las normas de diseño.
- d. **Torsión:** Se evalúa la capacidad de la estructura para resistir los momentos torsionales generados por las cargas excéntricas o por la asimetría de la distribución de las cargas.

- e. **Asentamiento:** Se verifica que el asentamiento total de la estructura bajo las cargas de servicio no supere los valores máximos permitidos.
- f. **Derivas:** Se evalúan las derivas entre niveles de la estructura, asegurando que no superen los límites establecidos en las normas de diseño para garantizar la estabilidad y el comportamiento adecuado de la estructura durante un sismo.
- g. **Alaveo:** Se verifica que los elementos estructurales no experimenten pandeo bajo las cargas de servicio, lo que podría comprometer su capacidad de carga y estabilidad.
- h. **Estabilidad Global:** Se evalúa la estabilidad global de la estructura frente a vuelcos y deslizamientos, considerando las cargas de servicio y las cargas sísmicas.
- i. **Distorsión:** Se verifica que la distorsión de la estructura bajo las cargas de servicio no afecte la funcionalidad y la apariencia de esta.

3.7. METODOLOGÍA DE O.E.3. REALIZAR EL ANÁLISIS ECONÓMICO DEL COMPONENTE ESTRUCTURAL MEDIANTE LA EVALUACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS PARA OBTENER EL COSTO POR METRO CUADRADO DE LA EDIFICACIÓN.

Para el cumplimiento de este objetivo se propone una metodología para el análisis económico del componente estructural que mediante la evaluación de costos y presupuestos obtenga el valor total del proyecto en ambas propuestas.

3.7.1. Cuantificación de materiales y análisis de precios unitarios.

Para ambos componentes estructurales a utilizarse, se procede a cuantificar las cantidades de materiales necesarios para cada componente, como cimientos, columnas, vigas y losas.

Para el diseño de pórticos de hormigón armado y pórticos especiales con muros de corte las cantidades principales corresponden a hormigón y acero de refuerzo, para el sistema de diagonales rigidizadores adicionalmente se cuantifica el acero estructural en las diagonales. El siguiente paso es el análisis de precios unitarios, que implica calcular los costos directos de materiales, mano de obra y equipo para cada partida. Esto incluye obtener precios de mercado actualizados para materiales como cemento y acero, estimar costos de mano de obra basados en tarifas salariales y productividad, e incluir costos de alquiler o uso de equipos necesarios para la construcción. Además, se consideran los costos indirectos, que abarcan administración de obra, seguros, permisos, servicios públicos, y contingencias.

Una vez sumados los costos directos e indirectos, se obtiene el presupuesto total del componente estructural, el cual se divide entre la superficie total construida para calcular el costo por metro cuadrado. Este proceso incluye una revisión y validación interna de los cálculos y una comparación con datos de mercado y proyectos similares para asegurar la precisión y consistencia de los datos. Finalmente, se elabora un informe detallado que incluye todos los cálculos, supuestos y fuentes de información utilizadas, junto con conclusiones sobre la viabilidad económica del componente estructural y recomendaciones para optimizar costos.

Figura 27.

Análisis de precios unitarios

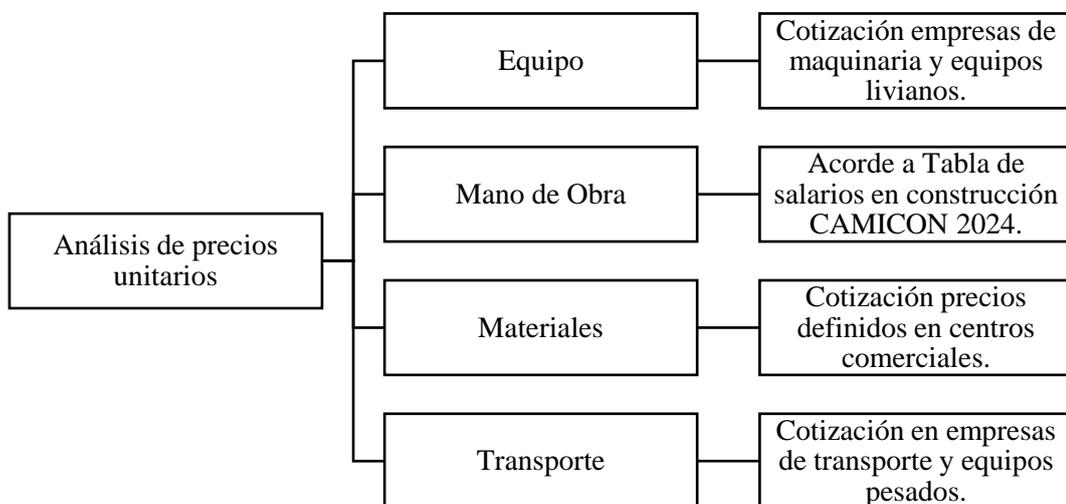


Tabla 25.*Rubros considerados.*

Item	Rubro	Unidad
A	PRELIMINARES	
1	Trazado y replanteo	m2
B	SUPERESTRUCTURA	
4	Hormigón fundido en sitio $f'c= 210 \text{ Kg/cm}^2$	m3
5	Acero de refuerzo $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$	kg
C	ESTRUCTURA	
	COLUMNAS Y ARRIOSTRAMIENTOS	
6	Acero estructural ASTM A992 $F_y=50 \text{ Kg/cm}^2$ (ARRIOSTRAMIENTOS)	kg
7	Acero estructural ASTM A36 $F_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ (PLACAS)	kg
8	Pernos de anclaje ASTM F1554 Gr55 (inc: tuercas y arandelas)	kg
	LOSA	
9	LOSA NERVADA $h= 0.1935 \text{ m}$	m2

CAPÍTULO IV: RESULTADOS.

En esta sección se presentan los resultados obtenidos de los objetivos específicos del proyecto, cada uno de los cuales juega un papel crucial en el desarrollo integral de la edificación residencial. Los resultados comprenden el diseño estructural conforme a las normativas, la evaluación del desempeño sísmico y el análisis económico del componente estructural.

4.1. RESULTADOS DEL O.E.1.: REALIZAR EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE TIPO RESIDENCIAL ACORDE A NORMATIVAS PARA ESTRUCTURAS DE PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICOS ESPECIALES CON MUROS DE CORTE Y DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO.

En el desarrollo del diseño estructural de una edificación de tipo residencial, se tomaron en cuenta las normativas vigentes para estructuras de pórticos de hormigón armado y pórticos especiales con diagonales de arriostramiento. Se llevaron a cabo una serie de cálculos y simulaciones para asegurar la integridad estructural y la seguridad de la edificación. Se realizaron diseños detallados de los pórticos, incluyendo la disposición de las vigas, columnas y elementos de arriostramiento. Se utilizaron métodos de modelado para prever el comportamiento estructural bajo diversas cargas y condiciones, garantizando que el diseño cumpla con los requisitos de resistencia y estabilidad especificados en las normativas. El resultado es un diseño optimizado que maximiza la eficiencia de los materiales y minimiza los costos sin comprometer la seguridad y durabilidad de la edificación.

4.1.1. Pórticos de hormigón armado.

Considerando las diferentes solicitaciones de carga y los análisis sísmicos, se determinó la geometría óptima de los elementos estructurales. La tabla 26. resume las características principales de estas geometrías finales, ofreciendo una

visión clara de las dimensiones esenciales de los elementos estructurales. Las figuras x y x, representan visualmente en 3D, empleando un código de colores para destacar la disposición de vigas, columnas y losas, proporcionando una comprensión detallada de la configuración estructural.

Tabla 26.

Dimensiones de elementos estructurales.

Elemento	Tipo	Dimensiones (cm)	Código Color
Columna	Cuadrada	75x75	Grigio
Columna	Cuadrada	50X50	Verde
Viga 1	Rectangular	80x55	Verde claro
Viga 2	Rectangular	45x60	Magenta
Viga 3	Rectangular	30x25	Rojo
Viga 4	Acartelada	40x40 – 55x55	Amarillo
Muro	Corte	25	Púrpura
Losa	Nervada	19,35	Azul oscuro
Muro	Contención	20	Cian

Figura 28.

Modelo estructural en vista tridimensional para pórticos de hormigón armado.

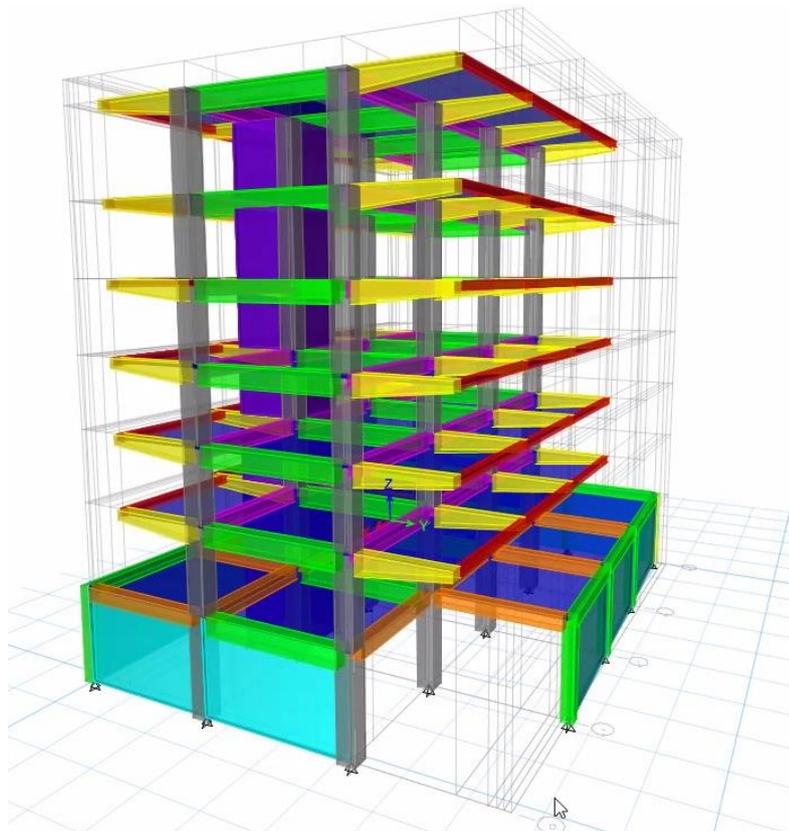


Figura 29.

Secciones de columna.

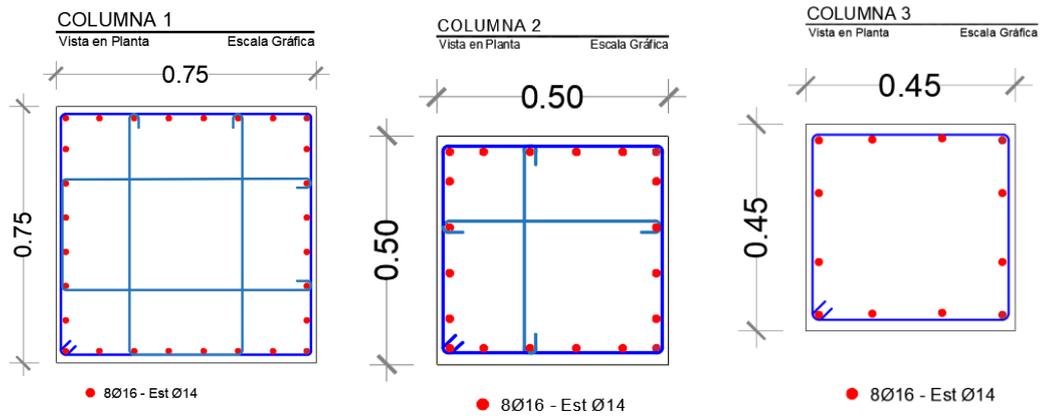
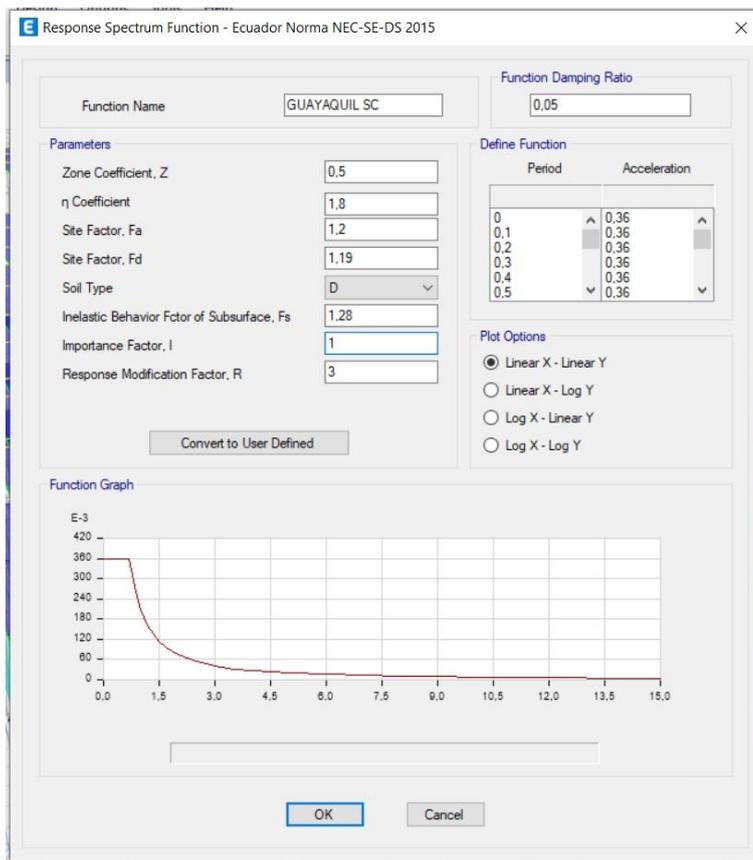


Figura 30.

Selección del factor del espectro de Respuesta R.



4.1.2. Pórticos de hormigón armado con muros de corte

Considerando las diferentes solicitaciones de carga y los análisis sísmicos, se determinó la geometría óptima de los elementos estructurales. La tabla 27. resume las características principales de estas geometrías finales, ofreciendo una

visión clara de las dimensiones esenciales de los elementos estructurales. Las figuras x y x, representan visualmente en 3D, empleando un código de colores para destacar la disposición de vigas, columnas y losas, proporcionando una comprensión detallada de la configuración estructural.

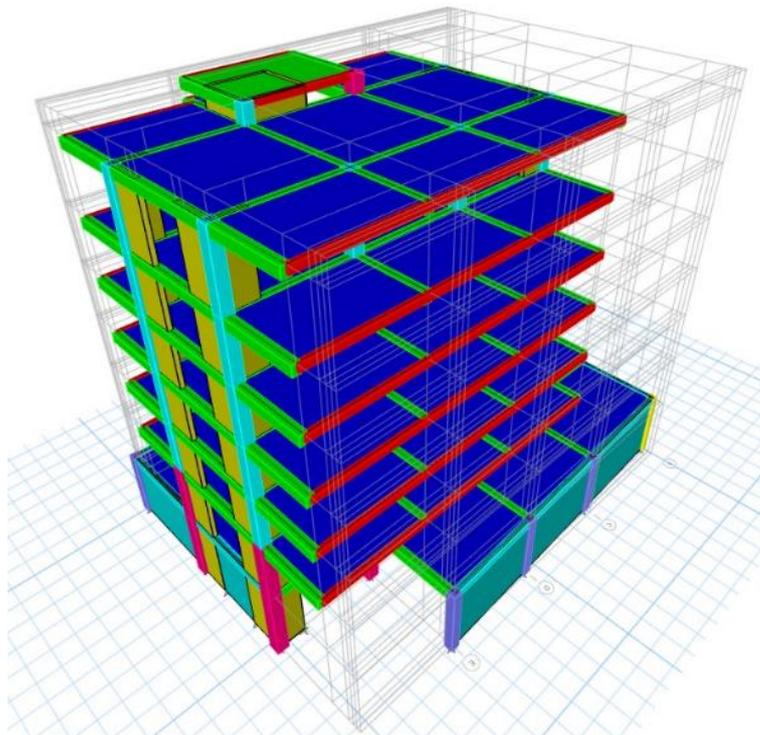
Tabla 27.

Dimensiones de los elementos.

Elemento	Tipo	Dimensiones (cm)	Código Color
Columna 1	Cuadrada	65x65	Magenta
Columna 2	Cuadrada	55x55	Cyan
Columna 3	Cuadrada	50x50	Púrpura
Columna 4	Cuadrada	45x45	Amarillo
Viga 1	Rectangular	40x50	Verde
Viga 2	Rectangular	25x35	Rojo
Losa	Nervada	19,35	Naranja
Muro	Corte	25	Amarillo
Muro	Contención	20	Cian

Figura 31.

Modelo en ETABS de diseño con muros de corte.



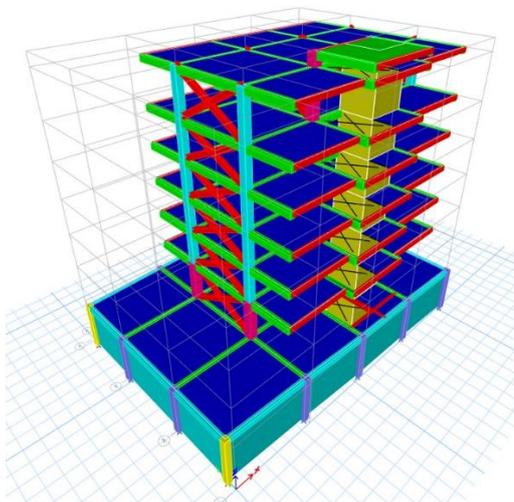
4.1.3. Pórticos de hormigón armado con diagonales rigidizadoras.

Considerando las diferentes solicitaciones de carga y los análisis sísmicos, se determinó la geometría óptima de los elementos estructurales. La tabla 28. resume las características principales de estas geometrías finales, ofreciendo una visión clara de las dimensiones esenciales de los elementos estructurales. Las figuras x y x, representan visualmente en 3D, empleando un código de colores para destacar la disposición de vigas, columnas y losas, proporcionando una comprensión detallada de la configuración estructural.

Tabla 28.
Dimensiones de elementos estructurales.

Elemento	Tipo	Dimensiones (cm)	Código Color
Columna 1	Cuadrada	65x65	Magenta
Columna 2	Cuadrada	55x55	Cyan
Columna 3	Cuadrada	50x50	Violeta
Columna 4	Cuadrada	45x45	Amarillo
Viga 1	Rectangular	40x50	Verde
Viga 2	Rectangular	25x35	Rojo
Losa	Nervada	19,35	Naranja
Muro	Corte	25	Amarillo
Muro	Contención	20	Cyan
Arriostramientos	HE210B	26	Rojo

Figura 32.
Pórticos con diagonales rigidizadoras.



4.2. RESULTADOS DEL O.E.2: REALIZAR EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN CON PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO Y PÓRTICOS ESPECIALES CON MUROS DE CORTE Y DIAGONALES DE ARRIOSTRAMIENTO.

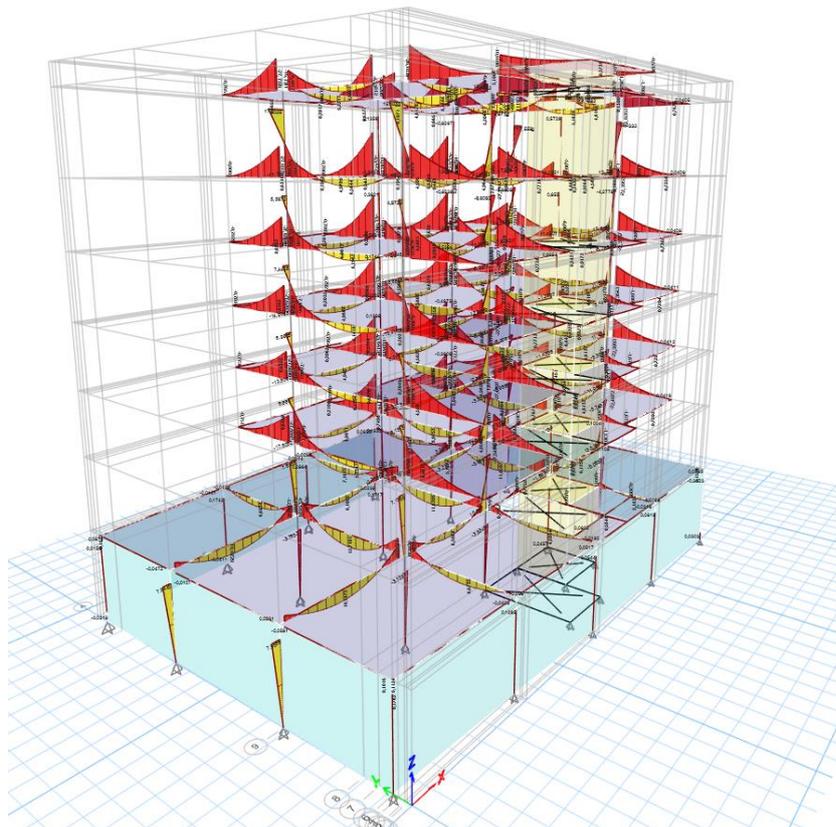
4.2.1. Pórticos de hormigón armado

4.2.1.1. Diagrama de momentos

Un diagrama de momentos es una representación gráfica que muestra cómo varía el momento flector a lo largo de un elemento estructural, como una viga, debido a las cargas aplicadas. Es una herramienta esencial en el análisis estructural para diseñar y evaluar la resistencia de estructuras.

Figura 33.

Diagrama de momentos Pórticos de hormigón Armado.

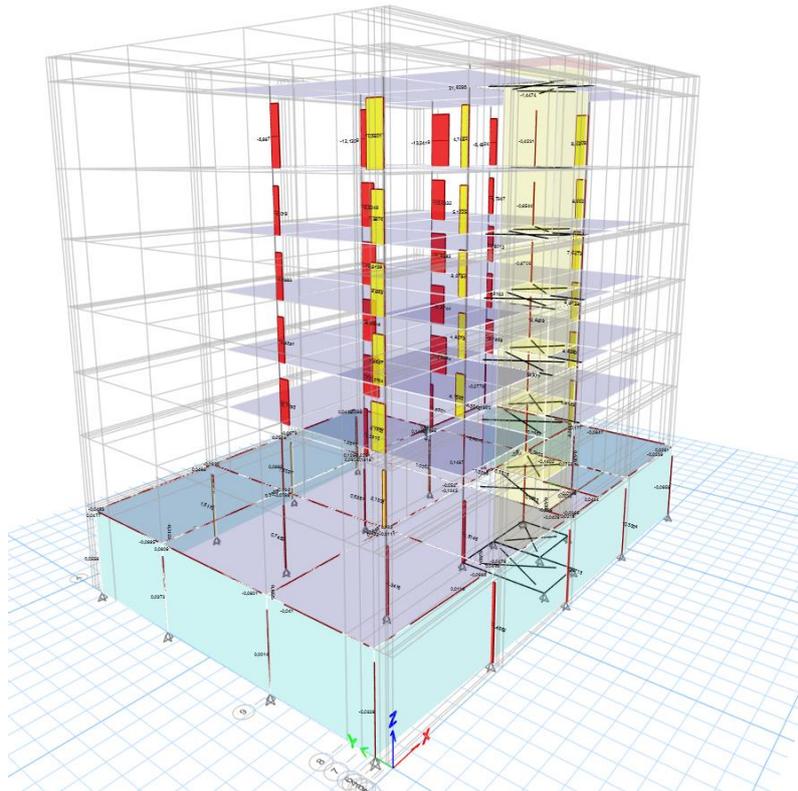


4.2.1.2. *Diagrama de cortantes.*

El diagrama de cortantes es una representación gráfica fundamental en el análisis estructural, utilizada para visualizar la distribución de las fuerzas cortantes a lo largo de un elemento estructural, como una viga o una columna. Este diagrama proporciona información crucial sobre cómo las fuerzas internas se distribuyen y varían en respuesta a las cargas aplicadas. La interpretación adecuada de los diagramas de cortantes permite identificar las áreas de la estructura que experimentan las mayores fuerzas cortantes, lo cual es vital para el diseño seguro y eficiente de los elementos estructurales.

Figura 34.

Diagrama de cortante - pórticos de hormigón armado.



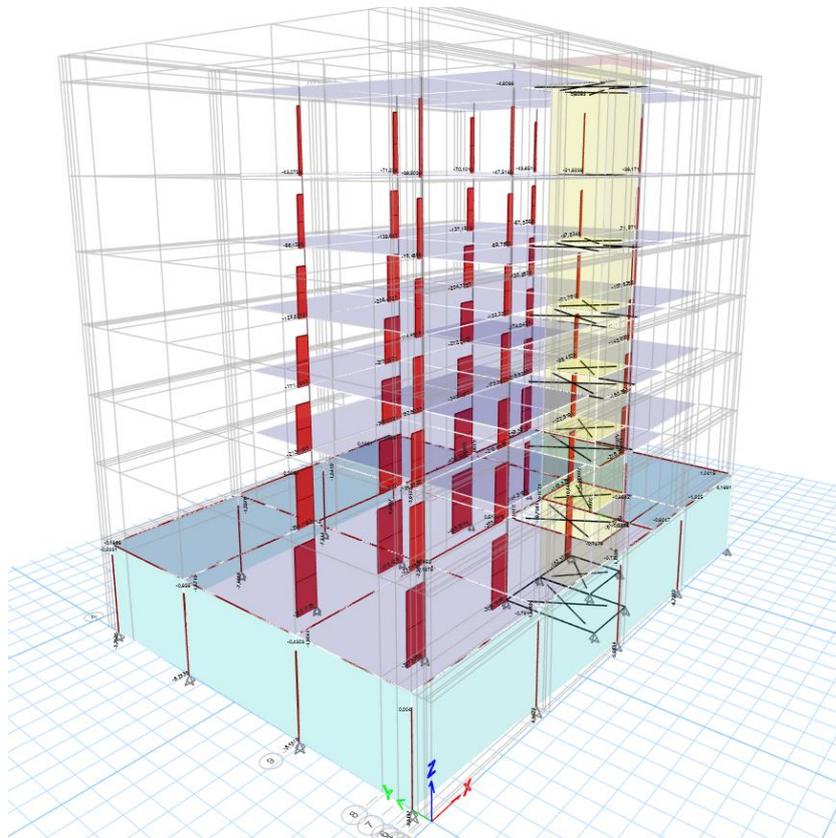
4.2.1.3. *Diagrama de axiales.*

El diagrama de axiales es una herramienta crucial en el análisis estructural que muestra la distribución de las fuerzas axiales a lo largo de un elemento estructural, como una columna o una viga. Estas fuerzas axiales, que actúan

a lo largo del eje longitudinal del elemento, pueden ser de compresión o de tracción, dependiendo de las cargas aplicadas y la configuración de la estructura. El diagrama de axiales permite visualizar cómo estas fuerzas se distribuyen y varían en respuesta a las cargas, proporcionando información esencial para el diseño y evaluación de la capacidad de carga de los elementos estructurales.

Figura 35.

Diagrama de axiales modelo pórticos de hormigón armado.



4.2.2. Control de torsión

Se planteó el uso de sistemas porticados, al presentar una distribución en planta simétrica, al tener regularidad en altura no se presentaron problemas para controlar la torsión en el modelo. Se buscó que en los dos primeros modos de vibración se presente una respuesta trasnacional dominante, que en el tercer modo presente principalmente rotación y los demás modos en adelante pueden presentar cualquier tipo de movimiento. Además, se requiere que la participación modal acumulada llegue a un valor no menor de 90% para cada tipo de movimiento.

Figura 36.

Comportamiento de la masa modal.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,794	0,497	0,03	0	0,4971	0,0303	0	0,019	0,349	0,094	0,0193	0,3486	0,0941
Modal	2	0,739	0,039	0,585	0	0,5359	0,6151	0	0,438	0,034	0,004	0,4577	0,3823	0,0978
Modal	3	0,502	0,084	0,012	0	0,6198	0,6275	0	0,013	0,099	0,453	0,4709	0,4811	0,5509
Modal	4	0,23	0,069	0,007	0	0,6884	0,6341	0	0,01	0,081	0,013	0,4813	0,5619	0,5639
Modal	5	0,174	0,015	0,148	0	0,7032	0,7819	0	0,177	0,016	6E-04	0,6586	0,5774	0,5645
Modal	6	0,13	0,009	0,003	0	0,7122	0,7853	0	0,003	0,01	0,055	0,6619	0,5874	0,6198
Modal	7	0,125	0,079	0,009	0	0,7916	0,7946	0	0,012	0,09	0,01	0,6738	0,6775	0,6296
Modal	8	0,084	0,004	0,003	0	0,7953	0,7972	0	0,005	0,006	0,009	0,6785	0,6837	0,6386
Modal	9	0,077	0,006	0,071	0	0,8015	0,868	0	0,101	0,007	3E-04	0,7795	0,6909	0,6389
Modal	10	0,061	0,04	0,008	0	0,841	0,8759	0	0,014	0,057	2E-04	0,7934	0,7476	0,6391
Modal	11	0,058	0,017	0,003	0	0,8578	0,8784	0	0,004	0,024	0,013	0,7973	0,7714	0,6519
Modal	12	0,053	0,002	0,084	0	0,8598	0,962	0	0,144	0,003	0,038	0,9408	0,7746	0,6896

4.2.3. Verificación de derivas

Un adecuado control de las derivas de piso es esencial en cualquier estructura sometida a fuerzas sísmicas, ya que permite limitar la afectación de los elementos no estructurales y, a su vez, mejora la habitabilidad de la construcción. La NEC 2015, en el tomo de carga sísmica, ítem 6.3.9, establece que la deriva se determinará mediante el análisis elástico de la edificación sometida a fuerzas laterales definidas. Además, se decreta un valor máximo de 2% de la máxima deriva inelástica para construcciones de concreto reforzado, determinada con la ecuación:

Ecuación 13.*Ecuación de derivas.*

$$\Delta_m = 0.75 \cdot R \cdot \Delta_{x,y}$$

Donde:

 Δ : Máxima deriva de piso admisible.

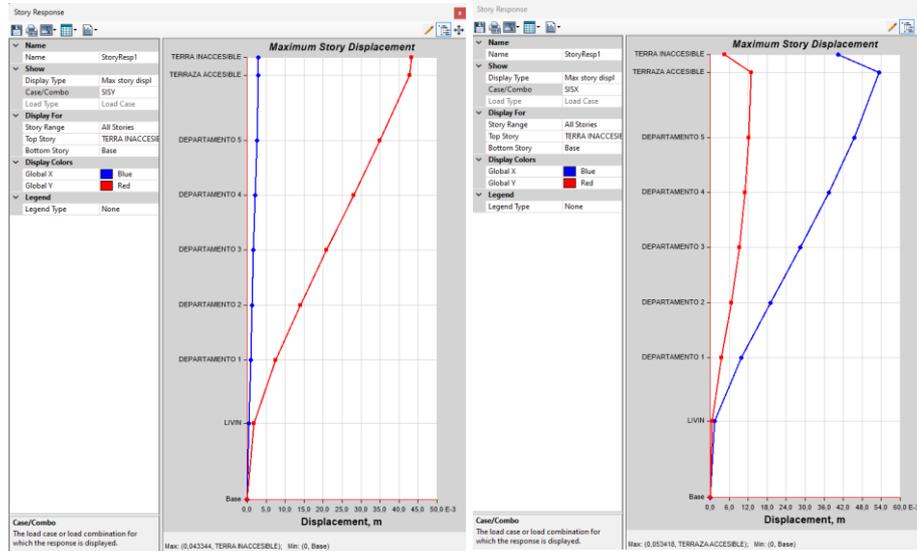
R: Factor de reducción de resistencia R=8.

 $\Delta_{x,y}$: Deriva de piso elástica de la estructura obtenida en el software ETABS en sentido “x” y en sentido “y”.**Tabla 29.***Desplazamientos.*

Display	Formula	Porcentual
X	$0.75 \cdot 8 \cdot 0.0036 \cdot 100\%$	1.89%
Y	$0.75 \cdot 8 \cdot 0.0023 \cdot 100\%$	1.21%

Figura 37.

Desplazamientos en los ejes x y.



4.2.4. Cortante Basal Estático y Dinámico.

El cortante estático y dinámico se refiere a las fuerzas cortantes en una estructura bajo condiciones de carga estática y dinámica, respectivamente. Mientras que el cortante estático considera cargas constantes o gradualmente aplicadas, el cortante dinámico evalúa la respuesta de la estructura frente a cargas variables en el tiempo. La Figura 38. presenta datos relevantes sobre estos tipos de cortantes.

Figura 38.

Cortante basal estático y dinámico.

Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
TERRA INACC...	SISX	LinStatic	Bottom	0	-8,9304	0	38,9373	0	-8,9304
TERRAZA AC...	SISX	LinStatic	Bottom	1,694E-06	-96,8558	0	899,8164	6,379E-06	-367,2969
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	9,108E-06	-171,9139	0	1630,092	4,969E-05	-900,23
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	1,35E-05	-229,583	0	2192,5305	0,0001	-1611,9374
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	1,676E-05	-271,7399	0	2603,6807	0,0001	-2454,3313
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	2,007E-05	-299,0672	0	2870,1997	0,0001	-3381,4397
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	1,808E-05	-312,7316	0	3003,1995	0,0001	-4507,2734
LIVIN	SISX	LinStatic	Bottom	1,793E-05	-312,7316	0	3003,1995	0,0001	-5852,0193

4.2.5. Irregularidad Torsional.

La torsión irregular se presenta cuando la máxima rotación del piso en un extremo de la estructura, considerando tanto la torsión accidental como la medida perpendicularmente a un eje específico, es mayor que 1.2 veces la rotación promedio de los extremos de la estructura en relación con el mismo eje de referencia, como se indica en el numeral 6.4.2 de la NEC.

Figura 39.

Comportamiento de la masa modal.

Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum	Average	Ratio
				m	m	
TERRA INACCESIBLE	SISX	LinStatic	X	0,042914	0,041331	1,038
TERRAZA ACCESIBLE	SISX	LinStatic	X	0,048202	0,042958	1,122
DEPARTAMENTO 5	SISX	LinStatic	X	0,039574	0,034825	1,136
DEPARTAMENTO 4	SISX	LinStatic	X	0,031705	0,027615	1,148
DEPARTAMENTO 3	SISX	LinStatic	X	0,023399	0,020227	1,157
DEPARTAMENTO 2	SISX	LinStatic	X	0,015109	0,013042	1,158
DEPARTAMENTO 1	SISX	LinStatic	X	0,007546	0,006614	1,141
TERRA INACCESIBLE	SISY	LinStatic	Y	0,042276	0,041521	1,018
TERRAZA ACCESIBLE	SISY	LinStatic	Y	0,041647	0,039361	1,058
DEPARTAMENTO 5	SISY	LinStatic	Y	0,033507	0,031291	1,071
DEPARTAMENTO 4	SISY	LinStatic	Y	0,026406	0,024336	1,085
DEPARTAMENTO 3	SISY	LinStatic	Y	0,019273	0,017449	1,104
DEPARTAMENTO 2	SISY	LinStatic	Y	0,012458	0,010987	1,134
DEPARTAMENTO 1	SISY	LinStatic	Y	0,006377	0,005368	1,188

Figura 40.

Irregularidad torsional

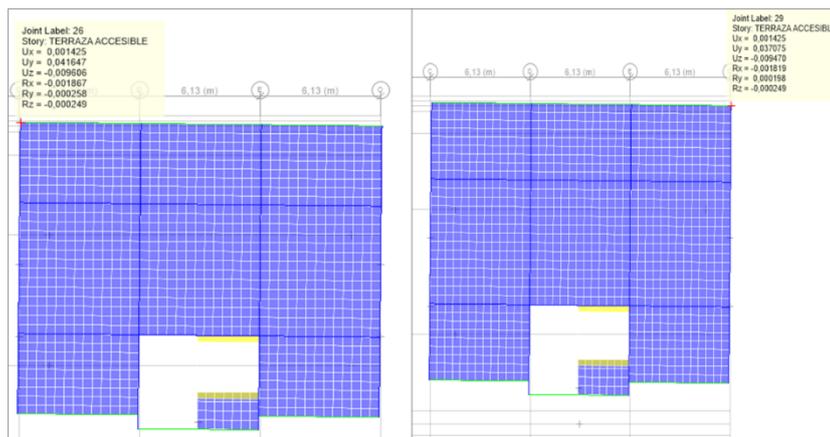


Tabla 30.

Control de distorsión.

ITEM	Valor	Promedio
1	4.16	3.93
2	3.70	

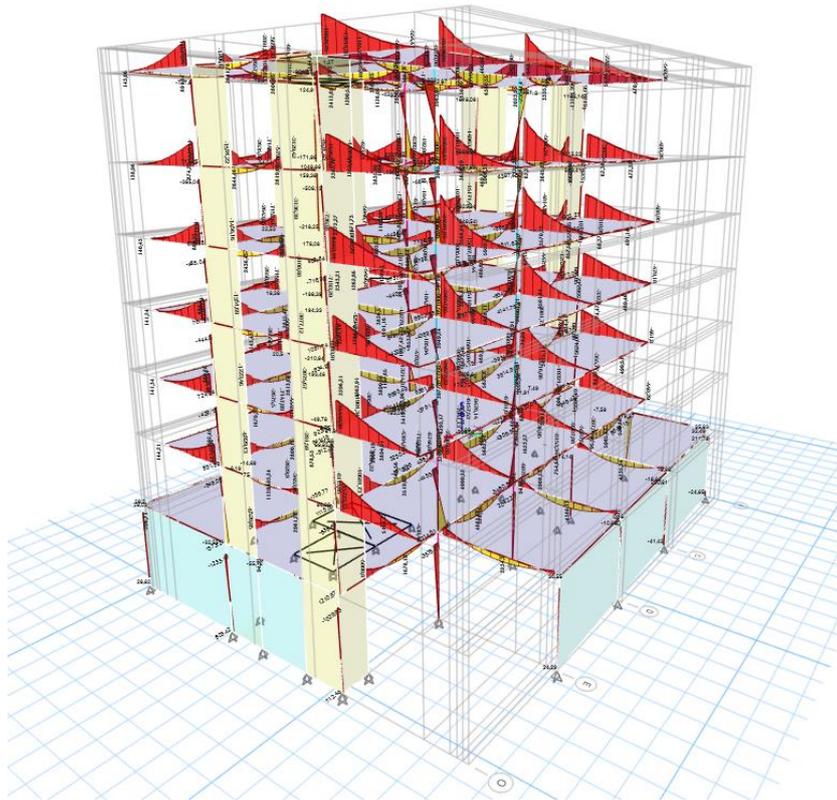
4.2.6. Pórticos de hormigón armado con muros de corte

4.2.6.1. *Diagrama de momentos*

Un diagrama de momentos es una representación gráfica que muestra cómo varía el momento flector a lo largo de un elemento estructural, como una viga, debido a las cargas aplicadas. Es una herramienta esencial en el análisis estructural para diseñar y evaluar la resistencia de estructuras.

Figura 42.

Diagrama de momentos pórticos de hormigón armado con muros de corte.



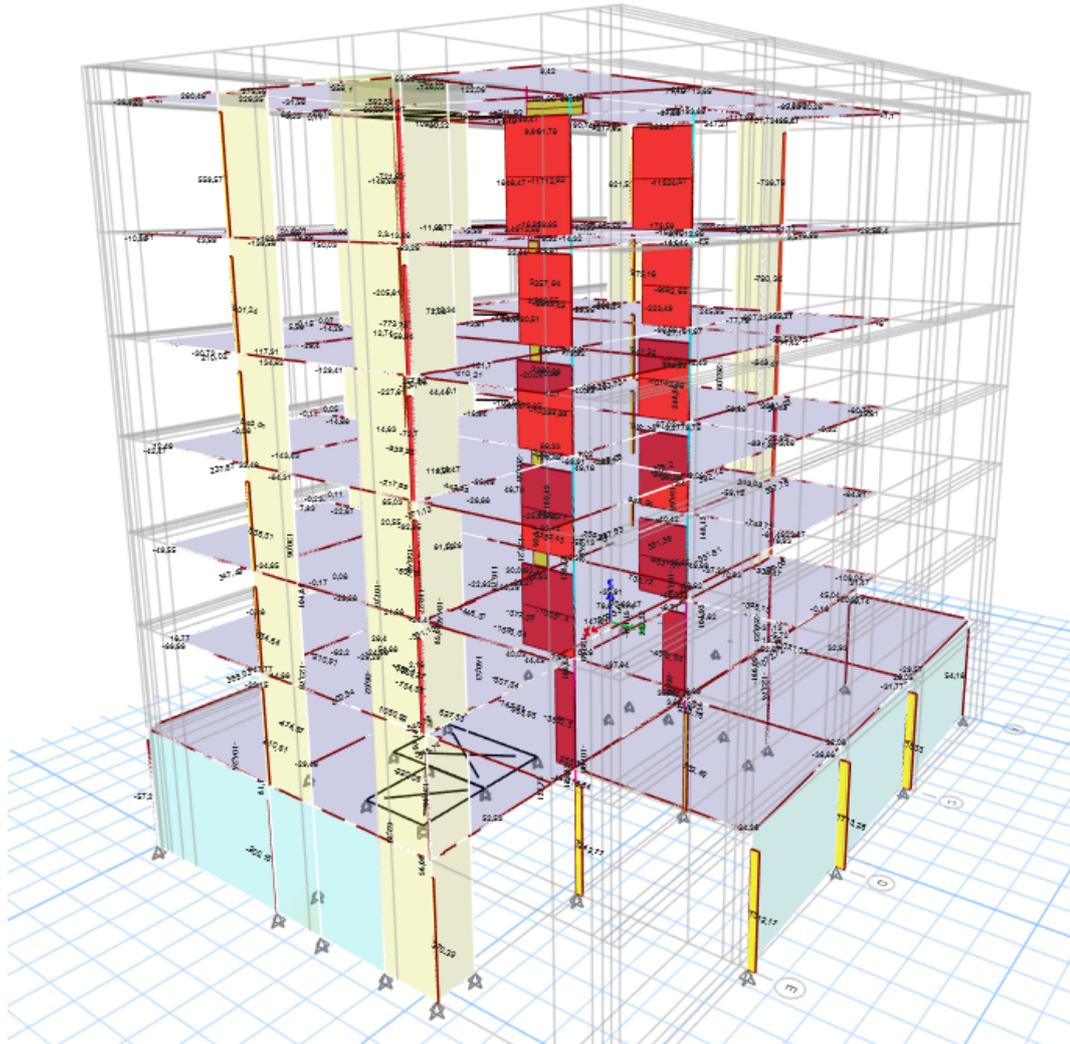
4.2.6.2. *Diagrama de cortantes.*

El diagrama de cortantes es una representación gráfica fundamental en el análisis estructural, utilizada para visualizar la distribución de las fuerzas cortantes a lo largo de un elemento estructural, como una viga o una columna. Este diagrama proporciona información crucial sobre cómo las fuerzas internas se distribuyen y varían en respuesta a las cargas aplicadas. La interpretación adecuada de los diagramas de cortantes permite identificar

las áreas de la estructura que experimentan las mayores fuerzas cortantes, lo cual es vital para el diseño seguro y eficiente de los elementos estructurales.

Figura 43.

Diagrama de cortantes modelos de pórticos de hormigón armado.



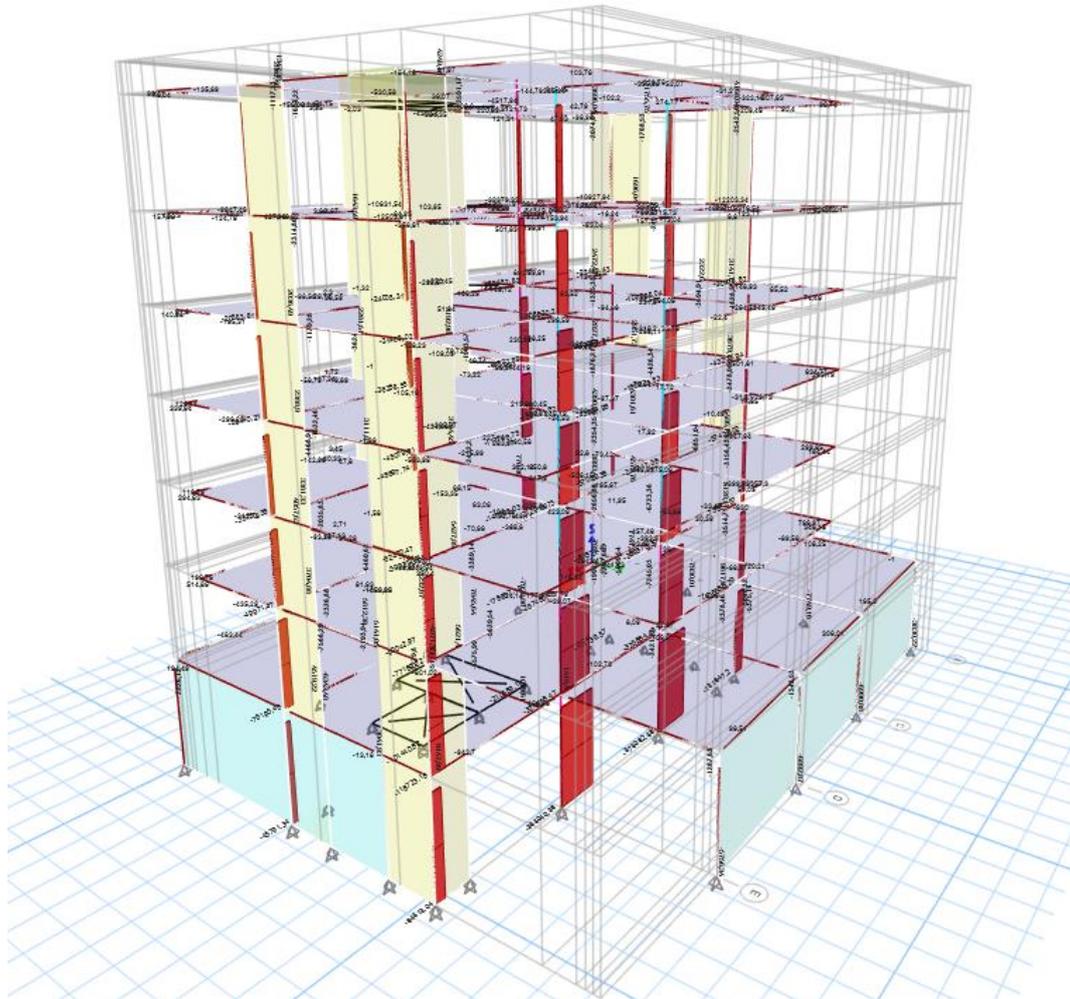
4.2.6.3. Diagrama de axiales.

El diagrama de axiales es una herramienta crucial en el análisis estructural que muestra la distribución de las fuerzas axiales a lo largo de un elemento estructural, como una columna o una viga. Estas fuerzas axiales, que actúan a lo largo del eje longitudinal del elemento, pueden ser de compresión o de tracción, dependiendo de las cargas aplicadas y la configuración de la estructura. El diagrama de axiales permite visualizar cómo estas fuerzas se distribuyen y varían en respuesta a las cargas, proporcionando información

esencial para el diseño y evaluación de la capacidad de carga de los elementos estructurales.

Figura 44.

Diagrama de axiales modelo pórticos de hormigón armado.



4.2.7. Control de torsión

Se planteó el uso de sistemas porticados, al presentar una distribución en planta simétrica, al tener regularidad en altura no se presentaron problemas para controlar la torsión en el modelo. Se buscó que en los dos primeros modos de vibración se presente una respuesta trasnacional dominante, que en el tercer modo presente principalmente rotación y los demás modos en adelante pueden presentar cualquier tipo de movimiento. Además, se requiere que la participación modal acumulada llegue a un valor no menor de 90% para cada tipo de movimiento.

Figura 45.

Comportamiento de la masa modal.

Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0,668	0,591	0,001	0	0,5911	0,0014	0	5E-04	0,467	0,0261	0,0005	0,4673	0,0261
Modal	2	0,602	0,002	0,602	0	0,5935	0,6037	0	0,485	0,003	1,37E-05	0,4851	0,4703	0,0261
Modal	3	0,39	0,024	0,008	0	0,6173	0,6119	0	0,014	0,025	0,4956	0,4991	0,4948	0,5217
Modal	4	0,165	0,126	0,007	0	0,7436	0,6185	0	0,011	0,135	0,0125	0,5101	0,6299	0,5341
Modal	5	0,14	0,012	0,168	0	0,7552	0,7861	0	0,167	0,012	4,01E-05	0,6767	0,6417	0,5342
Modal	6	0,103	0,031	0,009	0	0,7857	0,7951	0	0,006	0,033	0,0952	0,6824	0,6752	0,6294
Modal	7	0,074	0,04	0,006	0	0,8256	0,8006	0	0,01	0,051	0,0208	0,6928	0,726	0,6502
Modal	8	0,063	0,008	0,095	0	0,8335	0,8957	0	0,129	0,01	0,001	0,8215	0,7356	0,6512
Modal	9	0,049	0,045	0,005	0	0,8784	0,9004	0	0,006	0,067	0,0247	0,8274	0,8028	0,6759
Modal	10	0,045	0,008	0,018	0	0,8866	0,918	0	0,037	0,014	0,0437	0,8645	0,8165	0,7197
Modal	11	0,042	0,014	0,045	0	0,9002	0,9632	0	0,077	0,022	0,0005	0,9412	0,8387	0,7201
Modal	12	0,035	0,059	2E-04	0	0,959	0,9634	0	6E-04	0,098	5,27E-06	0,9418	0,9371	0,7202

4.2.8. Verificación de derivas

Un adecuado control de las derivas de piso es esencial en cualquier estructura sometida a fuerzas sísmicas, ya que permite limitar la afectación de los elementos no estructurales y, a su vez, mejora la habitabilidad de la construcción. La NEC 2015, en el tomo de carga sísmica, ítem 6.3.9, establece que la deriva se determinará mediante el análisis elástico de la edificación sometida a fuerzas laterales definidas. Además, se decreta un valor máximo de 2% de la máxima deriva inelástica para construcciones de concreto reforzado, determinada con la ecuación:

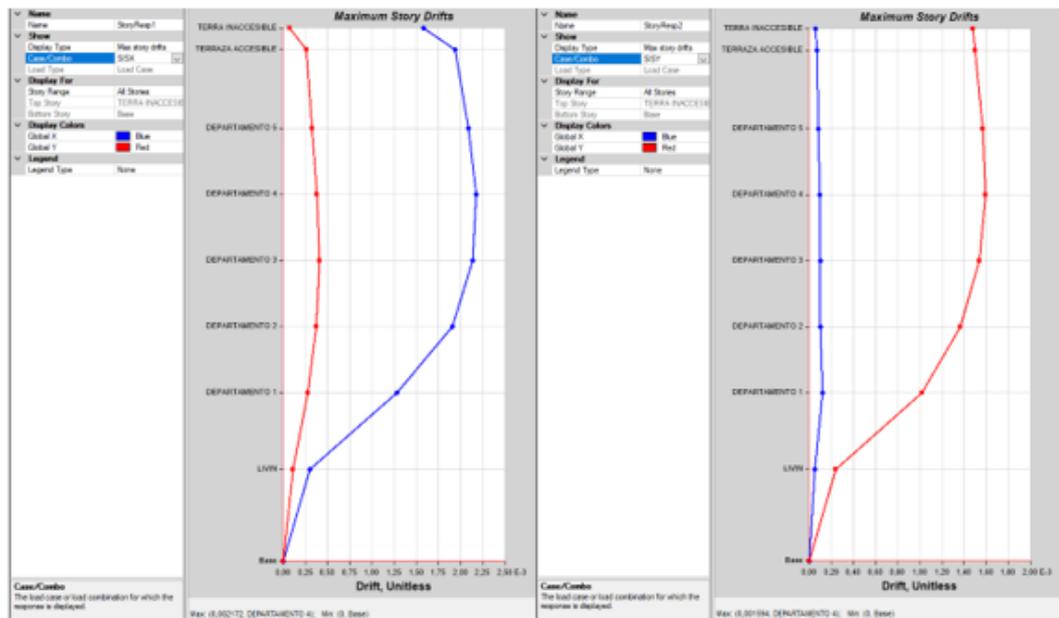
Tabla 31.

Desplazamientos.

Display	Formula	Porcentual
X	$0.75 \cdot 8 \cdot 0.002298 \cdot 100\%$	1.14%
Y	$0.75 \cdot 8 \cdot 0.001828 \cdot 100\%$	0.83%

Figura 46.

Desplazamientos en los ejes x y y.



4.2.9. Cortante Basal Estático y Dinámico.

El cortante estático y dinámico se refiere a las fuerzas cortantes en una estructura bajo condiciones de carga estática y dinámica, respectivamente. Mientras que el cortante estático considera cargas constantes o gradualmente aplicadas, el cortante dinámico evalúa la respuesta de la estructura frente a cargas variables en el tiempo. La Ilustración 2 presenta datos relevantes sobre estos tipos de cortantes.

Figura 47.

Cortante basal estático y dinámico.

Story Forces

File Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Hidden Columns: No Sort: None

Filter: ([Output Case] = 'SISX') AND ([Location] = 'Bottom')

Story	Output Case	Case Type	Location	P tonf	VX tonf	VY tonf	T tonf-m	MX tonf-m	MY tonf-m
TERRA INACC...	SISX	LinStatic	Bottom	0	-8,9304	0	38,9373	0	-8,9304
TERRAZA AC...	SISX	LinStatic	Bottom	1,694E-06	-96,8558	0	899,8164	6,379E-06	-367,2969
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	9,108E-06	-171,9139	0	1630,092	4,969E-05	-900,23
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	1,35E-05	-229,583	0	2192,5305	0,0001	-1611,9374
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	1,676E-05	-271,7399	0	2603,6807	0,0001	-2454,3313
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	2,007E-05	-299,0672	0	2670,1997	0,0001	-3381,4397
DEPARTAMEN...	SISX	LinStatic	Bottom	1,808E-05	-312,7316	0	3003,1995	0,0001	-4507,2734
LVIN	SISX	LinStatic	Bottom	1,793E-05	-312,7316	0	3003,1995	0,0001	-5852,0193

Record: << < 1 > >> of 8

Add Tables... Done

4.2.10. Irregularidad Torsional.

La torsión irregular se presenta cuando la máxima rotación del piso en un extremo de la estructura, considerando tanto la torsión accidental como la medida perpendicularmente a un eje específico, es mayor que 1.2 veces la rotación promedio de los extremos de la estructura en relación con el mismo eje de referencia, como se indica en el numeral 6.4.2 de la NEC.

Figura 48.

Comportamiento de la masa modal.

Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum m	Average m	Ratio
TERRA INACCESIBLE	SISX	LinStatic	X	0,042914	0,041331	1,038
TERRAZA ACCESIBLE	SISX	LinStatic	X	0,048202	0,042958	1,122
DEPARTAMENTO 5	SISX	LinStatic	X	0,039574	0,034825	1,136
DEPARTAMENTO 4	SISX	LinStatic	X	0,031705	0,027615	1,148
DEPARTAMENTO 3	SISX	LinStatic	X	0,023399	0,020227	1,157
DEPARTAMENTO 2	SISX	LinStatic	X	0,015109	0,013042	1,158
DEPARTAMENTO 1	SISX	LinStatic	X	0,007546	0,006614	1,141
TERRA INACCESIBLE	SISY	LinStatic	Y	0,042276	0,041521	1,018
TERRAZA ACCESIBLE	SISY	LinStatic	Y	0,041647	0,039361	1,058
DEPARTAMENTO 5	SISY	LinStatic	Y	0,033507	0,031291	1,071
DEPARTAMENTO 4	SISY	LinStatic	Y	0,026406	0,024336	1,085
DEPARTAMENTO 3	SISY	LinStatic	Y	0,019273	0,017449	1,104
DEPARTAMENTO 2	SISY	LinStatic	Y	0,012458	0,010987	1,134
DEPARTAMENTO 1	SISY	LinStatic	Y	0,006377	0,005368	1,188

Figura 49.

Irregularidad torsional

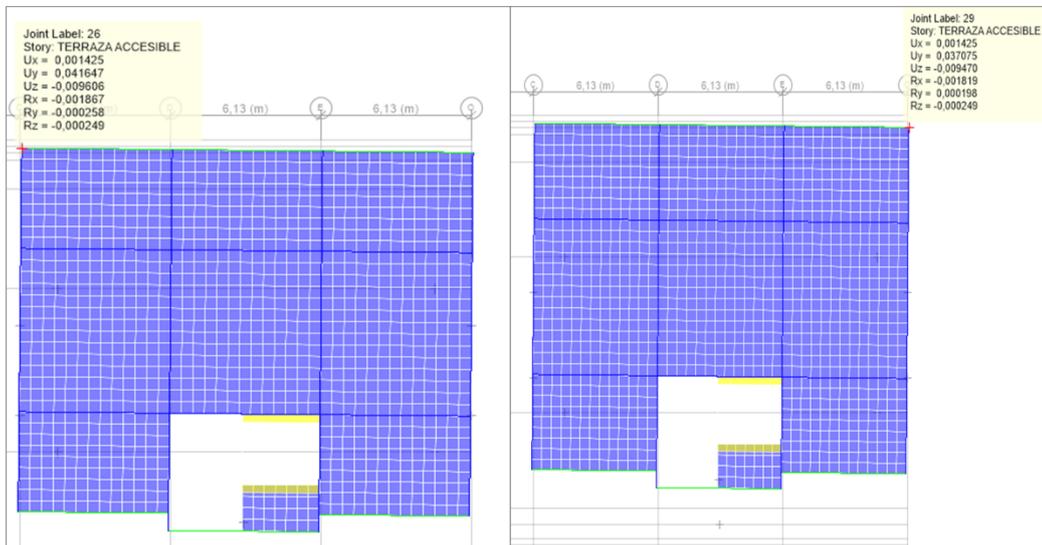


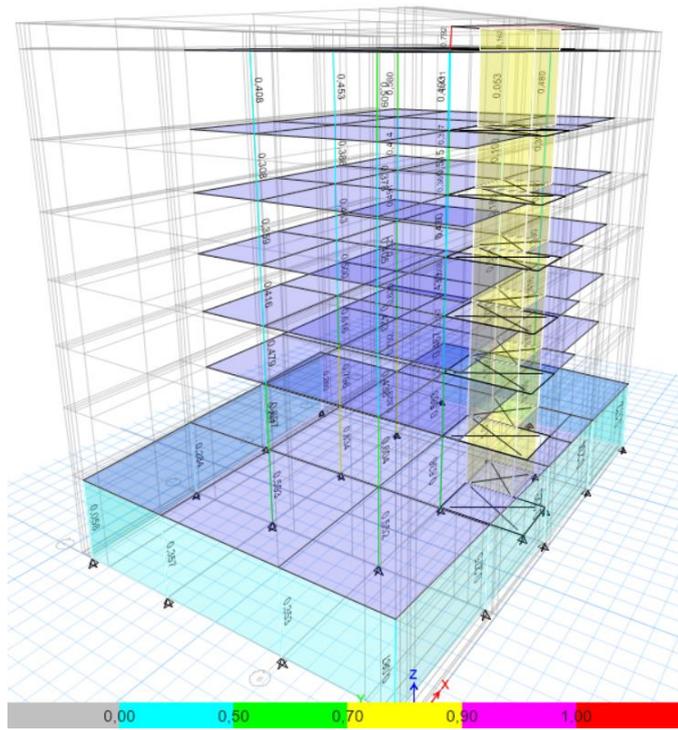
Tabla 32.

Control de distorsión.

ITEM	Valor	Promedio	Valor
1	4.16	3.93	4.71
2	3.70		

Figura 50.

Vista Isométrica - Comportamiento de masa modal.

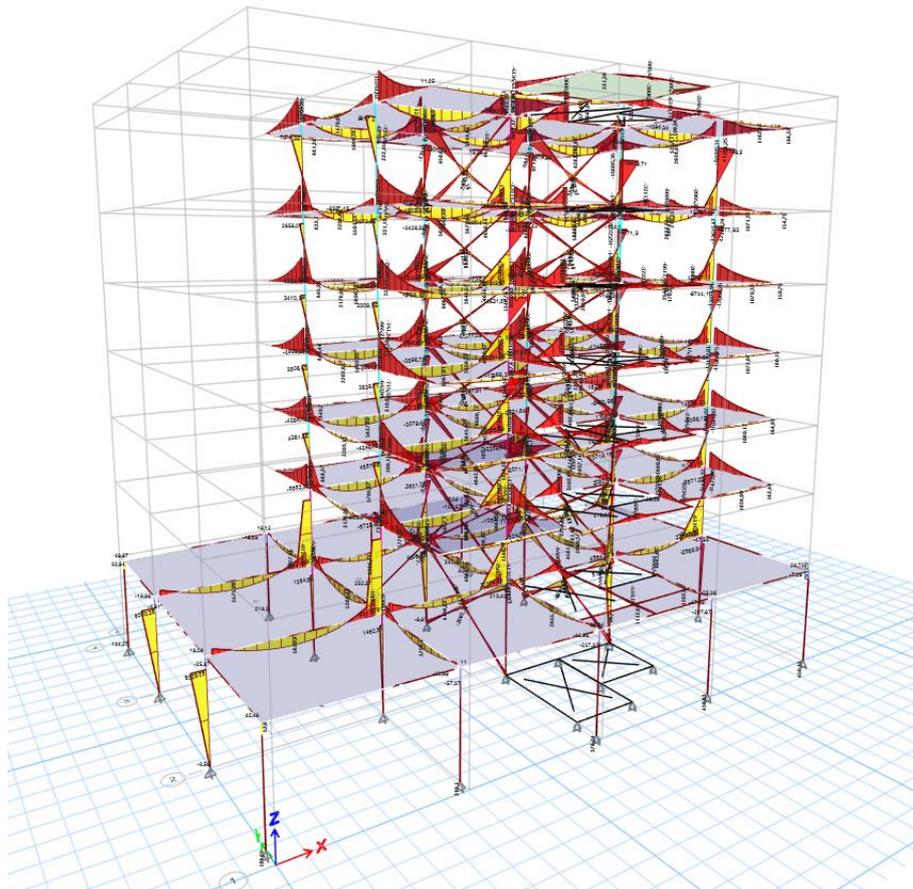


4.2.11. Pórticos de hormigón armado con diagonales de arriostramiento

Un diagrama de momentos es una representación gráfica que muestra cómo varía el momento flector a lo largo de un elemento estructural, como una viga, debido a las cargas aplicadas. Es una herramienta esencial en el análisis estructural para diseñar y evaluar la resistencia de estructuras.

Figura 51.

Diagrama de momentos.



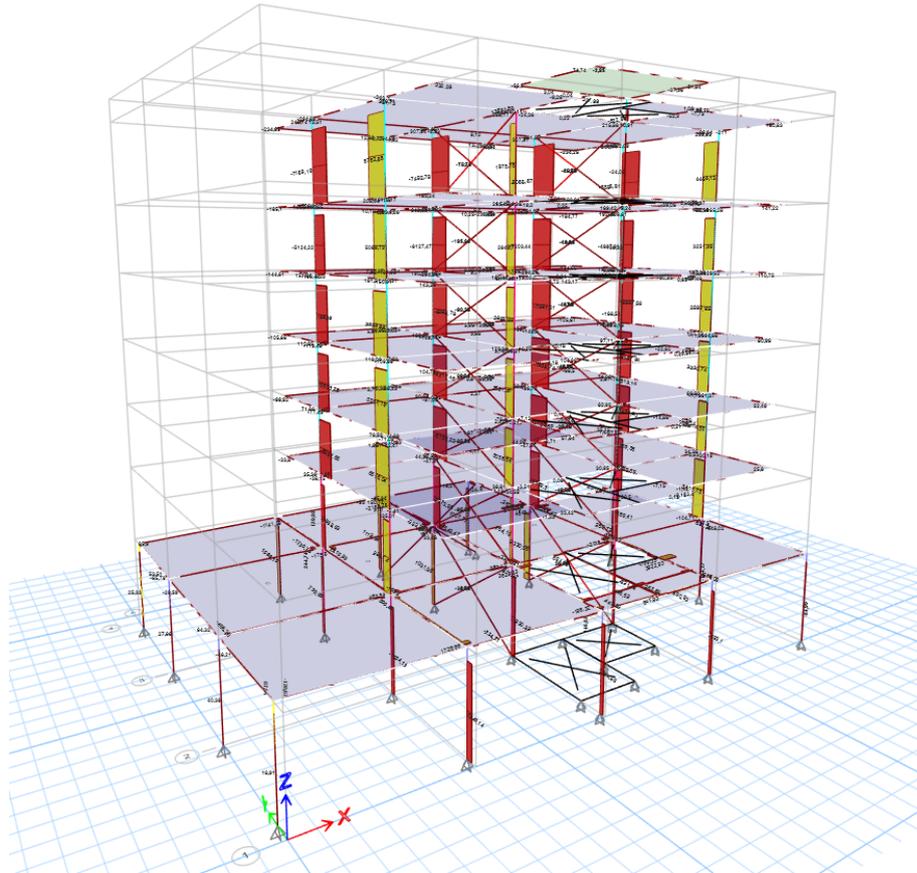
4.2.11.1. Diagrama de cortantes.

El diagrama de cortantes es una representación gráfica fundamental en el análisis estructural, utilizada para visualizar la distribución de las fuerzas cortantes a lo largo de un elemento estructural, como una viga o una columna. Este diagrama proporciona información crucial sobre cómo las fuerzas internas se distribuyen y varían en respuesta a las cargas aplicadas.

La interpretación adecuada de los diagramas de cortantes permite identificar las áreas de la estructura que experimentan las mayores fuerzas cortantes, lo cual es vital para el diseño seguro y eficiente de los elementos estructurales.

Figura 52.

Diagrama de cortantes modelos de pórticos de hormigón armado con muros de corte.

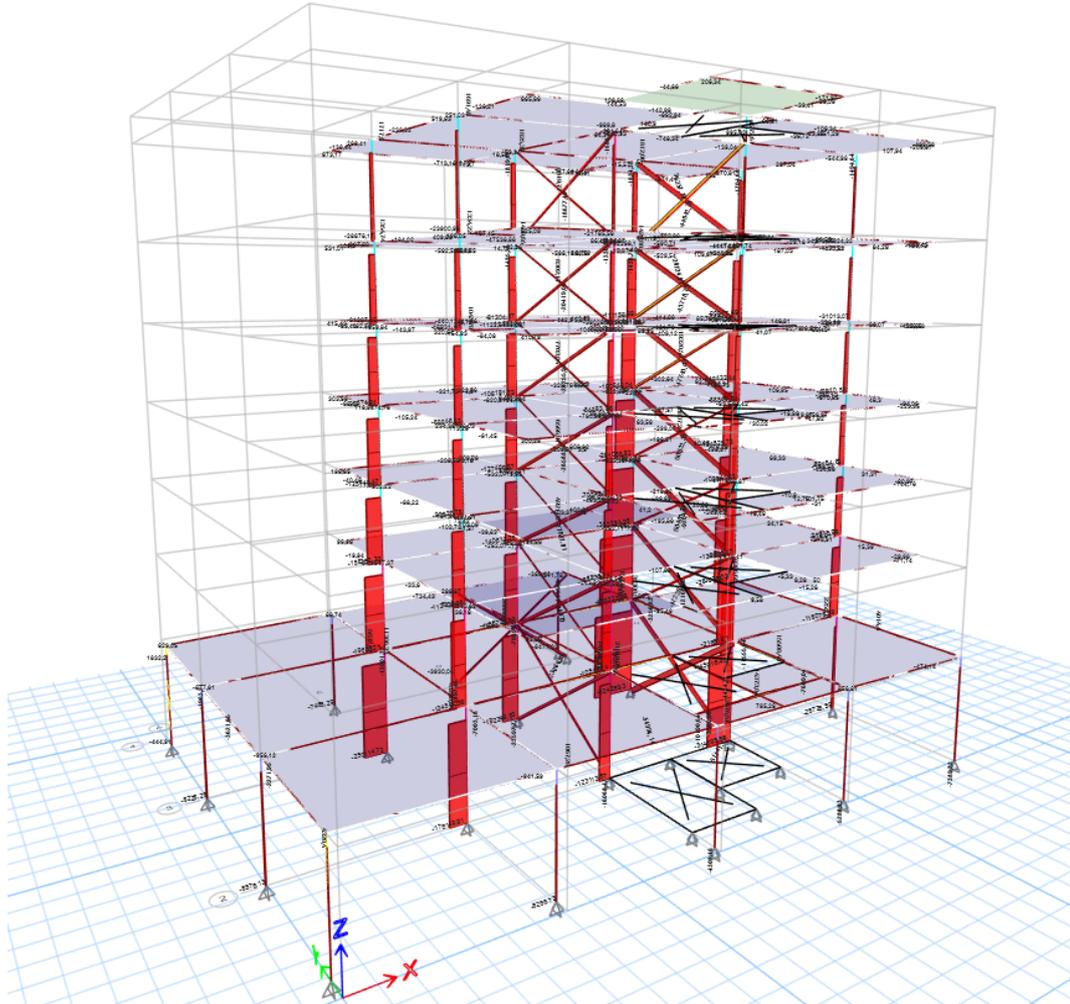


4.2.11.2. Diagrama de axiales.

El diagrama de axiales es una herramienta crucial en el análisis estructural que muestra la distribución de las fuerzas axiales a lo largo de un elemento estructural, como una columna o una viga. Estas fuerzas axiales, que actúan a lo largo del eje longitudinal del elemento, pueden ser de compresión o de tracción, dependiendo de las cargas aplicadas y la configuración de la estructura. El diagrama de axiales permite visualizar cómo estas fuerzas se distribuyen y varían en respuesta a las cargas, proporcionando información esencial para el diseño y evaluación de la capacidad de carga de los elementos estructurales.

Figura 53.

Diagrama de axiales modelo pórticos de hormigón armado.



4.2.12. Control de torsión

Se planteó el uso de sistemas porticados, al presentar una distribución en planta simétrica, al tener regularidad en altura no se presentaron problemas para controlar la torsión en el modelo. Se buscó que en los dos primeros modos de vibración se presente una respuesta trasnacional dominante, que en el tercer modo presente principalmente rotación y los demás modos en adelante pueden presentar cualquier tipo de movimiento. Además, se requiere que la participación modal acumulada llegue a un valor no menor de 90% para cada tipo de movimiento.

Figura 54.

Comportamiento de la masa modal.

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
		sec												
Modal	1	0,769	0,585	4E-04	0	0,5852	0,0004	0	2E-04	0,465	0,0297	0,0002	0,4648	0,0297
Modal	2	0,608	0,001	0,618	0	0,5862	0,618	0	0,474	0,002	0,0008	0,4743	0,4665	0,0305
Modal	3	0,411	0,019	0,007	0	0,6055	0,6247	0	0,008	0,037	0,5035	0,482	0,5031	0,534
Modal	4	0,196	0,112	0,003	0	0,7179	0,6271	0	0,004	0,109	0,0067	0,4858	0,6118	0,5407
Modal	5	0,151	0,006	0,159	0	0,724	0,7865	0	0,187	0,006	1,66E-05	0,6731	0,6174	0,5407
Modal	6	0,115	0,027	0,007	0	0,751	0,7932	0	0,007	0,026	0,0803	0,68	0,6434	0,621
Modal	7	0,104	0,039	0,002	0	0,7898	0,7952	0	0,003	0,044	0,0003	0,683	0,6875	0,6213
Modal	8	0,074	0,003	0,007	0	0,7927	0,8019	0	0,011	0,005	0,0092	0,6935	0,6922	0,6305
Modal	9	0,069	0,005	0,072	0	0,798	0,8742	0	0,101	0,006	0,0003	0,7942	0,6985	0,6307
Modal	10	0,057	0,024	0,004	0	0,8222	0,8779	0	0,007	0,034	0,0003	0,8007	0,7323	0,631
Modal	11	0,054	0,03	0,004	0	0,8518	0,8818	0	0,006	0,041	0,0138	0,8069	0,7732	0,6448
Modal	12	0,05	3E-04	0,077	0	0,8521	0,9586	0	0,13	5E-04	0,0377	0,9372	0,7737	0,6825

4.2.13. Verificación de derivas

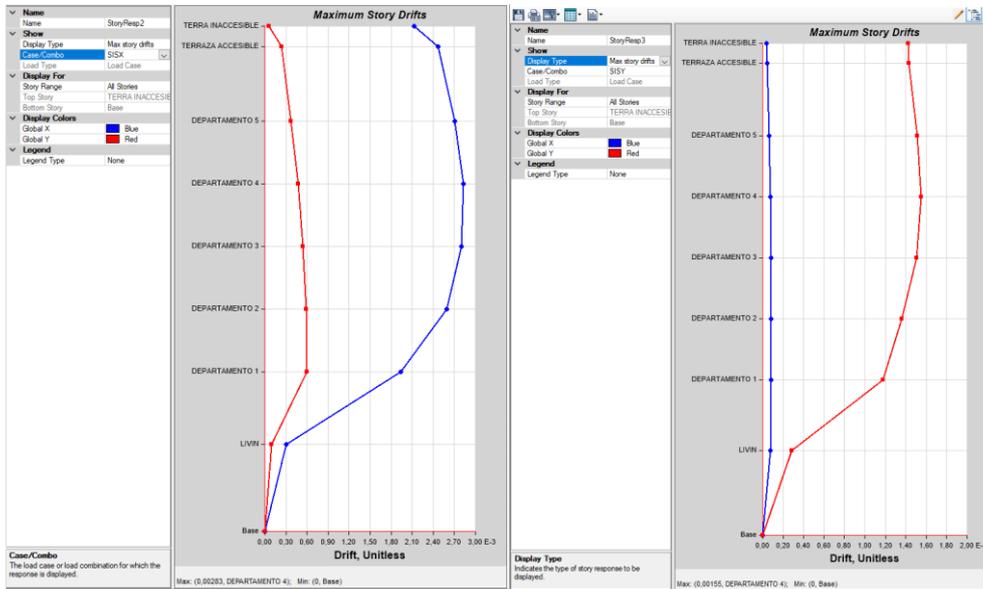
Un adecuado control de las derivas de piso es esencial en cualquier estructura sometida a fuerzas sísmicas, ya que permite limitar la afectación de los elementos no estructurales y, a su vez, mejora la habitabilidad de la construcción. La NEC 2015, en el tomo de carga sísmica, ítem 6.3.9, establece que la deriva se determinará mediante el análisis elástico de la edificación sometida a fuerzas laterales definidas. Además, se decreta un valor máximo de 2% de la máxima deriva inelástica para construcciones de concreto reforzado, determinada con la ecuación:

Tabla 33.*Desplazamientos.*

Display	Formula	Porcentual
X	$0.75 \cdot 8 \cdot 0.00283 \cdot 100\%$	1.49%
Y	$0.75 \cdot 8 \cdot 0.00155 \cdot 100\%$	0.96%

Figura 55.

Desplazamientos en los ejes x y y.



4.2.14. Cortante Basal Estático y Dinámico.

El cortante estático y dinámico se refiere a las fuerzas cortantes en una estructura bajo condiciones de carga estática y dinámica, respectivamente. Mientras que el cortante estático considera cargas constantes o gradualmente aplicadas, el cortante dinámico evalúa la respuesta de la estructura frente a cargas variables en el tiempo. La Figura 36. presenta datos relevantes sobre estos tipos de cortantes.

Figura 56.

Cortante basal estático y dinámico.

Story	Output Case	Case Type	Location	P	VX	VY	T	MX	MY
				tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
TERRA INACCESIBLE	SISX	LinStatic	Bottom	0	-7,4694	0	31,3184	0	-7,4694
TERRA INACCESIBLE	SISY	LinStatic	Bottom	0	0	7,3399	122,4725	7,3399	0
TERRAZA ACCESIBLE	SISX	LinStatic	Bottom	2,10E-06	-84,4458	0	779,635	8,23E-06	-319,9189
TERRAZA ACCESIBLE	SISY	LinStatic	Bottom	9,42E-07	0	82,9814	1388,1278	314,3711	-1,54E-05
DEPARTAMENTO 5	SISX	LinStatic	Bottom	6,58E-06	-149,3465	0	1404,5758	3,09E-05	-782,893
DEPARTAMENTO 5	SISY	LinStatic	Bottom	9,15E-07	0	146,7567	2459,7858	769,3168	-1,51E-05
DEPARTAMENTO 4	SISX	LinStatic	Bottom	9,92E-06	-199,3376	0	1887,4489	4,72E-05	-1400,8397
DEPARTAMENTO 4	SISY	LinStatic	Bottom	1,10E-06	0	195,8809	3284,3641	1376,5476	-1,82E-05
DEPARTAMENTO 3	SISX	LinStatic	Bottom	1,15E-05	-235,8818	0	2240,4358	0,0001	-2132,0734
DEPARTAMENTO 3	SISY	LinStatic	Bottom	2,54E-06	0	231,7914	3887,142	2095,1009	-4,17E-05
DEPARTAMENTO 2	SISX	LinStatic	Bottom	1,26E-05	-259,5708	0	2469,2516	0,0001	-2936,7429
DEPARTAMENTO 2	SISY	LinStatic	Bottom	2,75E-06	0	255,0696	4277,8793	2885,8165	-4,53E-05
DEPARTAMENTO 1	SISX	LinStatic	Bottom	1,00E-05	-271,529	0	2584,6261	4,48E-05	-3914,2473
DEPARTAMENTO 1	SISY	LinStatic	Bottom	2,23E-06	0	266,8204	4475,4169	3846,37	-3,70E-05
LIVIN	SISX	LinStatic	Bottom	5,79E-06	-271,529	0	2584,6261	2,22E-05	-5081,822
LIVIN	SISY	LinStatic	Bottom	2,78E-06	0	266,8204	4475,4169	4993,6978	-4,60E-05

$$V_x = 271.52$$

$$V_y = 266.82$$

4.2.15. Irregularidad Torsional.

La torsión irregular se presenta cuando la máxima rotación del piso en un extremo de la estructura, considerando tanto la torsión accidental como la medida perpendicularmente a un eje específico, es mayor que 1.2 veces la rotación promedio de los extremos de la estructura en relación con el mismo eje de referencia, como se indica en el numeral 6.4.2 de la NEC.

Figura 57.

Comportamiento de la masa modal.

Story	Output Case	Case Type	Direction	Maximum	Average	Ratio
				m	m	
TERRA INACCESIBLE	SISX	LinStatic	X	0,042914	0,041331	1,038
TERRAZA ACCESIBLE	SISX	LinStatic	X	0,048202	0,042958	1,122
DEPARTAMENTO 5	SISX	LinStatic	X	0,039574	0,034825	1,136
DEPARTAMENTO 4	SISX	LinStatic	X	0,031705	0,027615	1,148
DEPARTAMENTO 3	SISX	LinStatic	X	0,023399	0,020227	1,157
DEPARTAMENTO 2	SISX	LinStatic	X	0,015109	0,013042	1,158
DEPARTAMENTO 1	SISX	LinStatic	X	0,007546	0,006614	1,141
TERRA INACCESIBLE	SISY	LinStatic	Y	0,042276	0,041521	1,018
TERRAZA ACCESIBLE	SISY	LinStatic	Y	0,041647	0,039361	1,058
DEPARTAMENTO 5	SISY	LinStatic	Y	0,033507	0,031291	1,071
DEPARTAMENTO 4	SISY	LinStatic	Y	0,026406	0,024336	1,085
DEPARTAMENTO 3	SISY	LinStatic	Y	0,019273	0,017449	1,104
DEPARTAMENTO 2	SISY	LinStatic	Y	0,012458	0,010987	1,134
DEPARTAMENTO 1	SISY	LinStatic	Y	0,006377	0,005368	1,188

Figura 58.

Irregularidad torsional

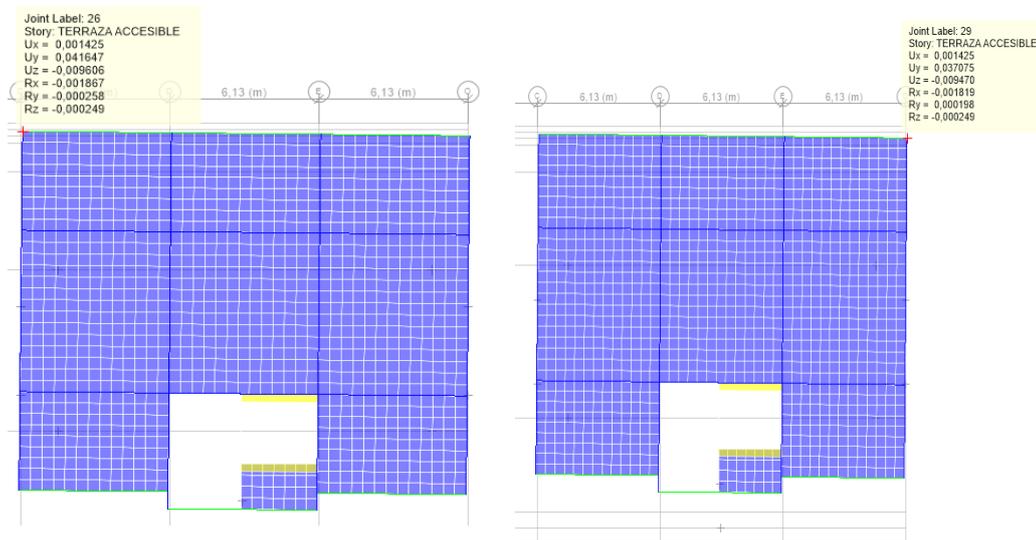
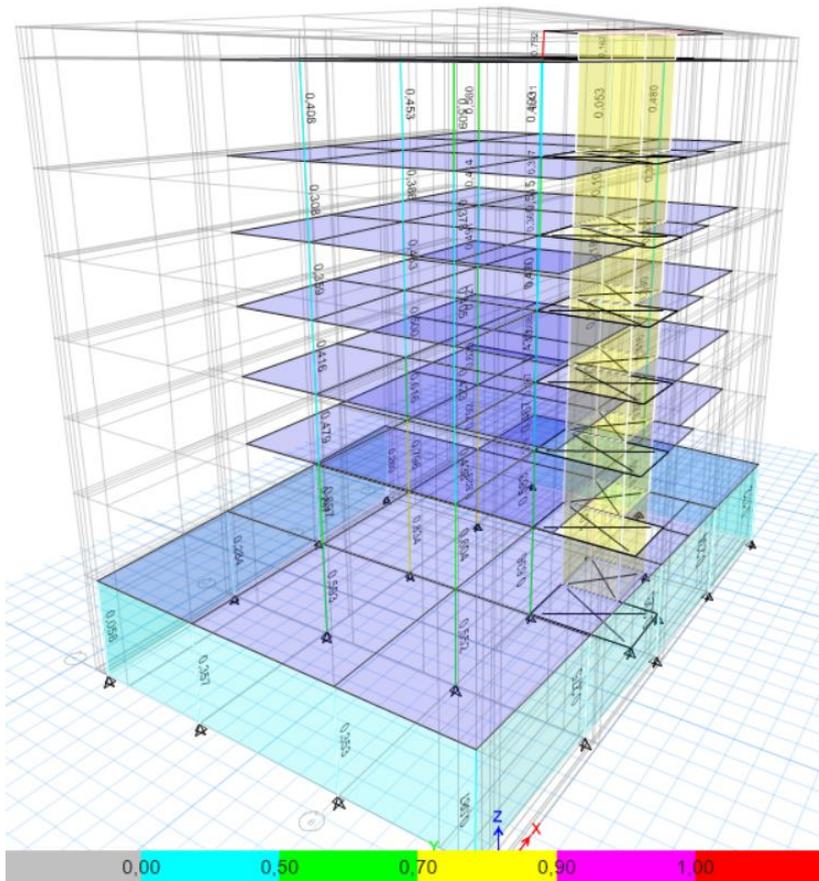


Tabla 34.
Control de distorsión.

ITEM	Valor	Promedio
1	4.16	3.93
2	3.70	Valor = 4.716

Figura 59.

Vista Isométrica - Comportamiento de masa modal.



4.3. RESULTADOS DEL O.E.3. REALIZAR EL ANÁLISIS ECONÓMICO DEL COMPONENTE ESTRUCTURAL MEDIANTE LA EVALUACIÓN DE COSTOS Y PRESUPUESTOS PARA OBTENER EL COSTO POR METRO CUADRADO DE LA EDIFICACIÓN.

El objetivo específico 3 (O.E.3) de esta investigación se centra en la realización de un análisis económico del componente estructural de edificaciones, específicamente mediante la evaluación de costos y la elaboración de presupuestos. Este análisis tiene como propósito final determinar el costo por metro cuadrado de diferentes sistemas estructurales utilizados en la construcción de edificios.

4.3.1. Pórticos de hormigón Armado

Este sistema estructural se basa en la utilización de marcos de hormigón armado sin elementos adicionales de refuerzo. Es uno de los métodos más comunes debido a su versatilidad y resistencia.

Figura 60.

Presupuesto Referencial de componente estructural Pórticos de hormigón armado

EDIFICIO TESIS PROPUESTA 1					
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE COMPONENTE ESTRUCTURAL					
Edificio residencial de 7 niveles porticos de hormigón armado					
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	P.U	P. Total
A	PRELIMINARES				\$ 2.810,21
	Trazado y replanteo	m2	2.867,56	0,98	2.810,21
B	SUPERESTRUCTURA				160.574,46
	Hormigón fundido en sitio $f'c= 210$ Kg/cm ²	m3	323,06	275,00	88.841,90
	Acero de refuerzo $f_y=4200$ Kg/cm ²	kg	25.618,77	2,80	71.732,56
C	ESTRUCTURA				120.871,38
	COLUMNAS Y ARRIOSTRAMIENTOS				0,00
	Acero estructural ASTM A992 $F_y=50$ Kg/cm ² (ARRIOSTRAMIENTOS)	kg		5,66	0,00
	Acero estructural ASTM A36 $F_y=2530$ Kg/cm ² (PLACAS)	kg		5,66	0,00
	Pernos de anclaje ASTM F1554 Gr55 (inc: tuercas y arandelas)	kg		5,66	0,00
	LOSA				120.871,38
	LOSA NERVADA $h= 0.1935$ m	m2	2.260,47	53,47	120.871,38
TOTAL PRESUPUESTO REFERENCIAL					\$ 284.256,05
Área de implantación (m ²)					2.867,56
Costo por metro cuadrado (\$/m ²)					99,13

4.3.2. Pórticos de hormigón Armado con muros de corte.

En este sistema, además de los pórticos de hormigón armado, se incorporan muros de corte que contribuyen a la rigidez y resistencia lateral de la estructura, especialmente en zonas sísmicas.

Figura 61.

Presupuesto Referencial de componente estructural Pórticos con Muros de Corte

EDIFICIO TESIS					
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE COMPONENTE ESTRUCTURAL					
Edificio residencial de 7 niveles con muros de corte					
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	P.U	P. Total
A	PRELIMINARES				\$ 2.810,21
	Trazado y replanteo	m2	2.867,56	0,98	2.810,21
B	SUPERESTRUCTURA				152.360,40
	Hormigón fundido en sitio f'c= 210 Kg/cm2	m3	306,54	275,00	84.297,26
	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	kg	24.308,27	2,80	68.063,14
C	ESTRUCTURA				120.871,38
	COLUMNAS Y ARRIOSTRAMIENTOS				0,00
	Acero estructural ASTM A992 Fy=50 Kg/cm2 (ARRIOSTRAMIENTOS)	kg		5,66	0,00
	Acero estructural ASTM A36 Fy=2530 Kg/cm2 (PLACAS)	kg		5,66	0,00
	Pernos de anclaje ASTM F1554 Gr55 (inc: tuercas y arandelas)	kg		5,66	0,00
	LOSA				120.871,38
	LOSA NERVADA h= 0.1935 m	m2	2.260,47	53,47	120.871,38
TOTAL PRESUPUESTO REFERENCIAL					\$ 276.041,99
Área de implantación (m2)					2.867,56
Costo por metro cuadrado (\$/m2)					96,26

4.3.3. Pórticos de hormigón Armado con diagonales rigidizadores

Este enfoque incluye diagonales rigidizadoras que proporcionan una mayor estabilidad y resistencia frente a cargas laterales, como las inducidas por vientos fuertes o sismos.

Figura 62.

Presupuesto Referencial de componente estructural Pórticos de hormigón armado con diagonales rigidizadoras

EDIFICIO TESIS					
PRESUPUESTO REFERENCIAL DE COMPONENTE ESTRUCTURAL					
Edificio residencial de 7 niveles con arriostramientos					
Item	Rubro	Unidad	Cantidad	P.U	P. Total
A	PRELIMINARES				\$ 2.810,21
	Trazado y replanteo	m2	2.867,56	0,98	2.810,21
B	SUPERESTRUCTURA				108.869,40
	Hormigón fundido en sitio f'c= 210 Kg/cm2	m3	219,04	275,00	60.234,76
	Acero de refuerzo fy=4200 Kg/cm2	kg	17.369,52	2,80	48.634,64
C	ESTRUCTURA				224.558,30
	COLUMNAS Y ARRIOSTRAMIENTOS				103.686,92
	Acero estructural ASTM A992 Fy=50 Kg/cm2 (ARRIOSTRAMIENTOS)	kg	17.680,73	5,66	100.072,92
	Acero estructural ASTM A36 Fy=2530 Kg/cm2 (PLACAS)	kg	440,38	5,66	2.492,53
	Pernos de anclaje ASTM F1554 Gr55 (inc: tuercas y arandelas)	kg	198,14	5,66	1.121,47
	LOSA				120.871,38
	LOSA NERVADA h= 0.1935 m	m2	2.260,47	53,47	120.871,38
TOTAL PRESUPUESTO REFERENCIAL					\$ 336.237,91
Área de implantación (m2)					2.867,56
Costo por metro cuadrado (\$/m2)					117,26

4.3.4. Comparación de costos.

Este análisis proporciona una base para la toma de decisiones en proyectos de construcción, evaluando las implicaciones económicas de cada tipo de sistema estructural.

Tabla 35.

Tabla comparativa de costos por metro cuadrado de construcción.

Modelo	Presupuesto Referencial	Área de Implantación	Costo por Metro Cuadrado
Pórticos de Hormigón Armado	\$ 284.256,05		\$ 99,13 /m ²
Pórticos de Hormigón Armado con muros de corte	\$ 276.041,99	2867,56 m ²	\$ 96,26 /m ²
Pórticos de Hormigón Armado con diagonales rigidizadores	\$ 336.237,91		\$ 117,26 /m ²

4.4. DISCUSIÓN DE RESULTADOS:

Debido a la arquitectura del edificio, que incluye grandes voladizos en ambos lados, se genera una considerable torsión. Para controlar esta torsión, se emplean secciones grandes o arriostramientos que actúan como rigidizadores. Sin embargo, al considerar la complejidad del edificio, la mano de obra requerida y la pérdida de espacio, los pórticos resultan ser una opción más adecuada.

Desde un punto de vista estructural, los muros de hormigón armado ofrecen un mejor comportamiento frente a cargas laterales y torsionales. Su capacidad para absorber y distribuir cargas hace que sean más eficientes en términos de resistencia y estabilidad. Además, los pórticos proporcionan una mayor rigidez lateral, lo que contribuye a la integridad estructural del edificio. Por lo tanto, el uso de pórticos de hormigón armado no solo optimiza el desempeño estructural, sino que también se alinea con las prácticas de construcción convencionales y económicas.

El análisis de costos muestra que el edificio con arriostramientos es el más caro, con un total de \$336,237.91, seguido por el edificio con pórticos de hormigón

armado, cuyo costo es intermedio, ascendiendo a \$284,256.05. El edificio con muros de corte es el más económico, con un total de \$276,041.99. El costo por metro cuadrado sigue una tendencia similar: el edificio con arriostramientos cuesta \$117.26/m², el de hormigón armado \$99.13/m² y el de muros de corte \$96.26/m². Los costos preliminares son iguales para todos los tipos de edificaciones, con un monto de \$2,810.21. En cuanto a la superestructura, el edificio con pórticos de hormigón armado tiene el mayor costo (\$160,574.46), seguido por el edificio con muros de corte (\$152,360.40) y el de arriostramientos (\$108,869.40). Finalmente, el costo de la estructura es significativamente más alto en el edificio con arriostramientos (\$224,558.30) en comparación con los otros dos, que tienen un costo similar de \$120,871.38 cada uno.

CAPÍTULO V: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES.

5.1.1. CONCLUSIONES DEL O.E.1:

El diseño presenta torsión excesiva debido a los voladizos con los que está construido. El diseño con pórticos de hormigón armado no cumple con los criterios ya que debe aumentar sus secciones, lo que se refleja en el volumen de hormigón requerido, haciéndolo una alternativa no viable para la construcción. Los diseños con muros portantes y con diagonales rigidizadoras se convierten en dos alternativas para controlar la torsión y reducir las secciones, mejorando su desempeño estructural.

5.1.2. CONCLUSIONES DEL O.E.2:

Ambos diseños estructurales, tanto el de pórticos de hormigón armado como el de pórticos con diagonales de arriostramiento, cumplen con todos los puntos de control establecidos para la evaluación del desempeño sísmico a nivel teórico. Ambas estructuras se consideran sismorresistentes; sin embargo, una respuesta de ingeniería debe ser funcional y económica. Por lo tanto, el primer diseño no se considera una alternativa viable. El modelo con muros de corte presenta mejor control de deriva y torsión, al igual que el de diagonales rigidizadoras.

5.1.3. CONCLUSIONES DEL O.E.3:

El modelo con muros de corte ofrece la mejor relación costo-eficiencia debido a su menor costo total y por metro cuadrado. Esta opción es viable cuando se busca optimizar el presupuesto sin comprometer la calidad estructural. Por otro lado, el modelo con arriostramientos, aunque más costoso, proporciona una estructura más rígida y robusta, lo que es ideal para edificaciones en zonas de alta actividad sísmica o donde se requiera una mayor estabilidad estructural.

5.2. RECOMENDACIONES.

No se recomienda diseñar con excesivos volados, ya que esto provoca que el centro de masas no coincida con el centro de rigidez. Esta excentricidad genera torsión en la estructura, lo que puede comprometer su estabilidad y resistencia frente a cargas dinámicas y sísmicas. Para garantizar una mayor seguridad y durabilidad, es esencial mantener una alineación adecuada entre el centro de masas y el centro de rigidez.

Ambos modelos tienen ventajas específicas dependiendo de las necesidades del proyecto. El modelo con muros de corte es preferido en proyectos donde el costo es un factor crítico, ya que ofrece una solución eficaz y económica. Por otro lado, el modelo con arriostramientos se recomienda para proyectos que requieren máxima rigidez y resistencia, ofreciendo una mayor seguridad y durabilidad frente a fuerzas sísmicas. En resumen, la elección entre estos dos modelos debe basarse en una evaluación detallada de los requisitos del proyecto, las condiciones sísmicas del sitio y las restricciones presupuestarias, garantizando así una solución estructural óptima y equilibrada.

Siempre llevar a cabo un análisis costo-beneficio detallado al seleccionar entre diferentes opciones estructurales. Aunque los pórticos de hormigón armado son más económicos, en ciertas situaciones específicas, los pórticos con diagonales de arriostramiento pueden ofrecer ventajas significativas que justifican el costo adicional. Se recomienda realizar un estudio económico de los costos de reparación después de eventos sísmicos para obtener un valor aproximado que puede ser crucial al momento de diseñar una estructura. Este estudio debe considerar no solo los costos inmediatos de reparación, sino también los costos a largo plazo asociados con posibles interrupciones en el uso del edificio y las medidas de mitigación necesarias. Al comparar estos costos con la inversión inicial en diseños estructurales más robustos, como los modelos con arriostramientos o muros de corte, se puede determinar la opción más viable desde una perspectiva económica y de seguridad. Incorporar este análisis en la fase de diseño permite tomar decisiones informadas que no solo optimizan el presupuesto de construcción, sino

que también minimizan las pérdidas económicas y los riesgos a largo plazo asociados con los daños sísmicos.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar, R., Bozzo, L., Mora, D., Silva, H., Caiza, P., & Coyago, H. (2016). PROTOCOLO DE INSTALACIÓN DE DISIPADORES SHEAR LINK BOZZO SLB40_3 Y PLACAS GUSSET EN BLOQUE ESTRUCTURAL 4 DE LA UFA-ESPE. *Revista Internacional En Estructuras*.
<https://doi.org/https://doi.org/10.24133/riie.v21i2.592>

Allen, E. ed. (1983, January). *La autoconstrucción según el M.I.T.*

Barbat, A. H., Pujades, L. G., & Lantada, N. (2008). Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: Application to Barcelona. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 28(10–11), 851–865.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2007.10.006>

Barbat, A. H., Pujades, L. G., Lantada, N., & Moreno, R. (2010). Corrigendum to “Seismic damage evaluation in urban areas using a capacity spectrum based method: Application to Barcelona” [Soil Dynamics and Earthquake Engineering 28 (10–11) (2008) 851–865]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(8), 767. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.12.014>

Cauas, D. (2013). *Definición de las variables, enfoque y tipo de Investigación*. Investigación I. https://d1wqtxts1xzle7.cloudfront.net/36805674/1-Variables-libre.pdf?1425133381=&response-content-disposition=inline%3B+filename%3Dvariables_de_Daniel_Cauas.pdf&Expires=1698203440&Signature=T85BGdSugc2HlyRU2rMPO5hv0j3WHAam6y8od47IsDnLbaZ7xR2eetOEGRZOiFnVD

Cevallos Alvarado, A. (2012). Néotectonique et cinématique de la déformation continentale en Equateur. In *Pour obtenir*. University de Greboble.

Chakrabarty, B. K. (2001). Urban Management. *Cities*, 18(5), 331–345.
[https://doi.org/10.1016/S0264-2751\(01\)00026-9](https://doi.org/10.1016/S0264-2751(01)00026-9)

Cuenca Cepeda, J. C. (2016). *Análisis De La Implementación De Los Rigidizadores Sísmicos En Los Edificios, Para Determinar Sus Efectos Y Problema*. Universidad de Guayaquil.

De La Cruz Casaño, C. (2016). La realidad de la metodología de la investigación en ingeniería. *Ingenium*, 1(2 SE-Editorial).
<https://journals.continental.edu.pe/index.php/ingenium/article/view/439>

Dowswell, B. (2011). *Connection Design For Steel Structures, Structural Design Solutions*.

Fatemi, H., & Aghakouchak, A. A. (2022). Enhancing braced frames' lateral ductility by new beam-end splices of supported blade or sliding teeth: FE analysis. *Structures*, 45, 2253–2271. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.10.045>

Faytarouni, M., Shen, J., Seker, O., & Akbas, B. (2020). Seismic demand on column splices in concentrically braced frames considering brace fracture. *Journal of Constructional Steel Research*, 175, 106350. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2020.106350>

Flatt, R. J., Roussel, N., & Cheeseman, C. R. (2012). Concrete: An eco material that needs to be improved. *Journal of the European Ceramic Society*, 32(11), 2787–2798. <https://doi.org/10.1016/j.jeurceramsoc.2011.11.012>

García Ramírez, Y. (2021). *Guía para la elaboración de planes de tesis en Ingeniería Civil* (UTPL (ed.); Primera).

García Vinces, L. J., Palacios Rodríguez, J., Mendoza Palacios, A. M., & Rodríguez Solórzano, J. C. (2021). Análisis de Reforzamiento Sísmico del Edificio de Docentes N°1 de la Universidad Técnica de Manabí. *Riemat UTM*, 6, 36–45.

Gómez Suárez, K. E., & Cárdenas Souza, G. K. (2023). *Factores geoambientales que inciden en la estabilidad del talud del hotel Samarina ubicado en el cantón La Libertad, Ecuador*. [Universidad Estatal Península de Santa Elena]. <https://repositorio.upse.edu.ec/handle/46000/9980>

Goyes, P. (2009). Fondos Marinos de Soberanía y jurisdicción del Ecuador. In *Geología y geodésica marina y terrestre del Ecuador : desde la costa continental hasta las Islas Galápagos* (pp. 2–7). Instituto Oceanográfico de la Armada (INOCAR).

Hamasur, G. A. (2023). Geological strength index-slope: an adaptation of the geological strength index system for use in the rock slope stability assessment. *Brazilian Journal of Geology*, 53(1). <https://doi.org/10.1590/2317-4889202320220044>

Kennett, J. (1982). *Marine Geology*. Prentice Hall.

Medina, M., Rojas, R., Bustamante, W., Loaiza, R., Martel, C., & Castillo, R. (2023). *Metodología de la investigación: Técnicas e instrumentos de investigación*. Instituto Universitario de Innovación Ciencia y Tecnología Inudi Perú. <https://doi.org/10.35622/inudi.b.080>

Meng, F., Luo, S., Sun, J., Zhang, C., Xu, L., Du, Y., Zeng, J., & Guo, Y. (2024). Compressive and Tensile Behavior of High-Ductility Alkali-Activated Composites with Polyethylene Terephthalate Powder. *Buildings*, *14*(5), 1399. <https://doi.org/10.3390/buildings14051399>

Norma Ecuatoriana de la Construcción, (2015). <http://cici.org.ec/wp-content/uploads/2017/12/NEC-SE-DS.pdf>

Momenzadeh, S., Seker, O., Faytarouni, M., & Shen, J. (2017). Seismic performance of all-steel buckling-controlled braces with various cross-sections. *Journal of Constructional Steel Research*, *139*, 44–61. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.09.003>

Moreno González, R., & Bairán García, J. M. (2012). Evaluación sísmica de los edificios de mampostería típicos de Barcelona aplicando la metodología Risk-UE. *Revista Internacional de Métodos Numéricos Para Cálculo y Diseño En Ingeniería*, *28*(3), 161–169. <https://doi.org/10.1016/j.rimni.2012.03.007>

Nieto, N. E. (2018). Tipos de Investigación. *Universidad Santo Domingo de Guzmán*, *1*(1), 1–4. <https://core.ac.uk/download/pdf/250080756.pdf>

Nistal Cordero, Á. F., Retana Maqueda, M. J., & Ruiz Abrio, T. (2012). El Hormigón: Historia, Antecedentes En Obras Y Factores Indicativos De Su Resistencia. *Tecnología y Desarrollo*, *X*.

Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC). (2014). *Peligro sísmico diseño sismo resistente*. <https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/2023/03/2.-NEC-SE-DS-Peligro-Sismico-parte-1.pdf>

Núñez del Arco, E. (2003). *Geología del Ecuador*. FACULTAD DE CIENCIAS DE LA TIERRA - ESPOL.

Núñez del Arco, E., & Dugas, F. (1986). *Guía Geológica del Sur Oeste de la Costa Ecuatoriana*. https://horizon.documentation.ird.fr/exl-doc/pleins_textes/divers14-07/21572.pdf

Organización de Estados Americanos (OEA). (2000). *No Title Desastres, Planificación y Desarrollo: Manejo de Amenazas Naturales para Reducir los Daños*. <https://www.oas.org/usde/publications/Unit/oea57s/ch001.htm>

Quinde Martínez, P., & Reinoso Angulo, E. (2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. *Ingeniería Sísmica*, *94*.

Ramos-Galarza, C. (2021). Editorial: Diseños de investigación experimental. *CienciAmérica*, 10(1), 1–7. <https://doi.org/10.33210/ca.v10i1.356>

Ramos-Galarza, C. A. (2020). Alcances de una investigación. *CienciAmérica*, 9(3), 1–6. <https://doi.org/10.33210/ca.v9i3.336>

Rodríguez Jiménez, A., & Pérez Jacinto, A. O. (2017). Métodos científicos de indagación y de construcción del conocimiento. *Revista Escuela de Administración de Negocios*, 82, 175–195. <https://doi.org/10.21158/01208160.n82.2017.1647>

Rossopoulos, G. N., & Papadopoulos, C. I. (2024). AI techniques for evaluating misaligned journal bearing performance: An approach beyond the Sommerfeld number. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part J: Journal of Engineering Tribology*, 238(6), 733–743. <https://doi.org/10.1177/13506501241232457>

Sánchez Oñate, D. M., Chiliquinga Cando, J. P., Flores Montalvo, E. P., & Orosco Tacuri, M. K. (2020). Módulo Estático de Elasticidad del Hormigón Fabricado con Agregados de la Mina de San Roque, Imbabura, Ecuador. *Revista Politécnica*, 46(1), 29–38. <https://doi.org/10.33333/rp.vol46n1.03>

Santamaría Morales, D. C. (2017). *Análisis y diseño sismoresistente del reforzamiento estructural para el edificio Silva Nuñez según la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC -15*. Universidad de la Fuerzas Armadas (ESPE).

Secretaría Nacional de Gestión de Riesgos. (2018). *Plan Nacional de Respuesta ante Desastres*. <https://www.gestionderiesgos.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2018/08/Plan-Nacional-de-Respuesta-SGR-RespondeEC.pdf>

Shen, J., Wen, R., & Akbas, B. (2015). Mechanisms in two-story X-braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 106, 258–277. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.12.014>

Suprayugo, A., & Hsu, H.-L. (2024). Resilient brace member with steel hook dampers: Development and performance evaluation. *Structures*, 61, 105994. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.105994>

Tang, Z., Li, Z., & Wang, T. (2023). Probabilistic bearing capacity assessment for unequal-leg angle cross-bracings in transmission towers. *Journal of Constructional Steel Research*, 200, 107672. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107672>

Thornton, W. A. (1984). Bracing Connections for Heavy Construction. *Engineering Journal*, 21(3), 139–148. <https://doi.org/10.62913/engj.v21i3.424>

Ugel Garrido, R. D., Herrera González, R. I., Perez Colmenares, S. D., & López Machado, L. J. (2016). REVISIÓN PARAMÉTRICA DEL COMPORTAMIENTO SISMO-RESISTENTE DE EDIFICIOS DE ACERO DE GRAN ALTURA CON DIFERENTES CONFIGURACIONES DE RIGIDIZADORES LATERALES. *SABER*, 28(2), 265–278.

Vera Álava, M., Chunga Morán, K., & Cevallos Mendoza, I. (2021). Evaluación de la vulnerabilidad de la línea de costa para apoyar los desarrollos sostenibles de poblados costeros en Manabí, Ecuador. *Revista Científica Multidisciplinaria Arbitrada Yachasun*, 5(8), 51–66.

Vizcaíno Zúñiga, P. I., Cedeño Cedeño, R. J., & Maldonado Palacios, I. A. (2023). Metodología de la investigación científica: guía práctica. *Ciencia Latina Revista Científica Multidisciplinar*, 7(4), 9723–9762. https://doi.org/10.37811/cl_rcm.v7i4.7658

Yoo, J.-H., Lehman, D. E., & Roeder, C. W. (2008). Influence of connection design parameters on the seismic performance of braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 64(6), 607–623. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.11.005>

Yoo, J.-H., Roeder, C. W., & Lehman, D. E. (2009). Simulated behavior of multi-story X-braced frames. *Engineering Structures*, 31(1), 182–197. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.019>

Zheng, L., Dou, S., Tang, S., Ge, H., Wen, W., Zhang, J., Gao, Y., & Geng, S. (2024). Seismic performance of improved multistorey X-braced steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 212, 108306. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108306>