

FACULTAD DE INGENIERÍA

Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil

Tesis

**Mejora del desempeño sísmico mediante el uso de
encamisado de elementos estructurales en el pabellón
de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de La
Universidad Nacional de San Agustín - Arequipa**

Gabriela Antonova Oviedo Gutiérrez

Para optar el Título Profesional de
Ingeniera Civil

Huancayo, 2022

Repositorio Institucional Continental
Tesis digital



Esta obra está bajo una Licencia "Creative Commons Atribución 4.0 Internacional" .

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, deseo expresar mi agradecimiento a Dios, por no dejarme sola y guiarme durante toda mi vida; le agradezco la fortaleza que me dio en los momentos de debilidad y tristeza. También le agradezco todas las experiencias de aprendizaje que me ha dado y, sobre todo, la felicidad que me ha brindado.

Agradezco a mis padres, Alfredo y Marlene, por su apoyo incondicional en todo momento; y por haberme dado la oportunidad de tener una carreta. Asimismo, agradezco su cariño, paciencia y por los valores que sembraron en mí.

A mi hermano Gabriel, que es parte de mi vida, quien me dio palabras de aliento en los momentos difíciles.

A mi tío Lenin que, aunque ya no está conmigo físicamente, siempre estará en mi corazón y en mi pensamiento; por haberme ayudado, alentado y ser mi amigo en todo momento. Tío Lenito, ¡ya soy ingeniera!

A mis abuelitos, tíos, tías y primos por sin su apoyo, ejemplo y su cariño incondicional.

A mis amigas, en especial a Ritzy, por sus oraciones y apoyo incondicional, en los momentos buenos y malos.

Finalmente, al Ing. Jorge Ticlla, asesor de la Universidad Continental, pues sin sus consejos y paciencia, no hubiera sido posible este trabajo.

DEDICATORIA

La presente tesis está dedicada a Dios, quien es mi guía, mi fortaleza y felicidad en todo momento.

A mis padres, porque sin su paciencia, cariño y apoyo no hubiera sido posible este trabajo.

A mis familiares y amigos, por sus consejos y oraciones.

A mi tío Lenin, por creer en mí y apoyarme en todo momento.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS	ii
DEDICATORIA	iii
ÍNDICE	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix
RESUMEN	xii
ABSTRAT	xiii
INTRODUCCION	xiv
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO	1
1.1. Planteamiento, delimitación y formulación de problema	1
1.1.1. Planteamiento del problema	1
1.1.2. Delimitación del problema	4
1.2. Formulación del problema	4
1.2.1. Problema general.	4
1.2.2. Problemas específicos	4
1.3. Objetivos de la investigación	5
1.3.1. Objetivo general	5
1.3.2. Objetivos específicos	5
1.4. Justificación de la investigación	5
1.4.1. Justificación metodológica	5
1.4.2. Justificación social	6
1.5. Hipótesis y descripción de variables	6
1.5.1. Hipótesis	6
1.5.2. Descripción de variables	7
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	10
2.1. Antecedentes del problema	10
2.1.1. Antecedentes internacionales	10
2.1.2. Antecedentes nacionales	11
2.1.3. Antecedentes locales	12
2.2. Bases teóricas	13
2.2.1. Peligro sísmico	13

2.2.2. Diseño sismorresistente por desempeño	14
2.2.3. Análisis y diseño elástico lineal de la estructura	15
2.2.4. Requisitos generales de resistencia	17
2.2.5. Parámetros de sitio	17
2.2.6. Análisis estructural	22
2.2.7. Tipo de análisis dinámico tiempo historia	23
2.2.8. Teoría sobre el concreto armado	24
2.2.9. Teoría del desempeño o performance sísmico	25
2.2.10. Diseño sísmico basado en el desempeño sísmico	27
2.2.11. Reforzamiento estructural	43
2.3. Definición de términos básicos	50
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	53
3.1. Métodos y alcance de la investigación	53
3.1.1. Método general	53
3.1.2. Alcance de la investigación	53
3.2. Diseño de la investigación	53
3.3. Población y muestra	53
3.3.1. Población	53
3.3.2. Muestra	54
3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos	54
3.4.1. Técnicas e instrumentos de investigación	54
3.4.2. Validez de instrumentos de investigación	55
3.4.3. Procedimientos para la recolección de datos	57
CAPÍTULO IV. RESULTADOS	60
4.1. Resultados del tratamiento y análisis de la información	60
4.1.1. Evaluación de la estructura	60
4.1.2. Análisis lineal	10
4.1.3. Definición de las secciones transversales	10
4.1.4. Definición de las cargas gravitacionales	10
4.1.5. Definición del modelo matemático	59
4.1.6. Análisis modal espectral	59
4.1.7. Definición de la demanda sísmica	61

4.1.8. Definición del sistema estructural	62
4.1.9. Definición del factor de reducción	63
4.1.10. Cuantificación y evaluación de la estructura a nivel de rigidez	63
4.1.11. Desempeño sísmico de la edificación analizada	65
4.1.12. Masas faltantes	66
4.1.13. Diagramas momento curvatura de las secciones	67
4.1.14. Vigas	70
4.1.15. Longitud de rotula plástica	70
4.1.16. Definición de los modelos puntal tirante	71
4.1.17. Definición del modelo	73
4.1.18. Curva de capacidad	74
4.1.19. Comportamiento	75
4.1.20. Determinación de la máxima demanda sísmica	82
4.1.21. Reforzamiento estructural propuesto	85
4.2. Discusión	99
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	101
5.1. Conclusiones	101
5.1.1. General	101
5.1.2. Específicas	101
5.2. Recomendaciones	102
REFERENCIAS	103
ANEXOS	108
ANEXO A. INSTRUMENTO DE INVESTIGACION	109
ANEXO B. VERIFICACIÓN DE MEDIDAS EN COLUMNAS	112
ANEXO C. FORMATOS FIRMADOS POR LOS EXPERTOS CONSULTADOS	113
ANEXO D. RESULTADO DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN DE CONCRETO	116

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Pérdida en vidas humanas y materiales debido a terremotos en los últimos años en el mundo.....	3
Tabla 2. Tabla de Operacionalización de Variables.....	8
Tabla 3. Microzonificación sísmica y estudios de sitio (Z)	14
Tabla 4. Pesos unitarios.....	16
Tabla 5. Cargas vivas mínimas repartidas.....	16
Tabla 6. Factor de suelo.....	17
Tabla 7. Periodos TP y TL.....	17
Tabla 8. Categoría de la edificación y factor U.....	18
Tabla 9. Categoría y sistema estructural.....	18
Tabla 10. Sistemas estructurales.....	19
Tabla 11. Categoría y regularidad.....	19
Tabla 12. Estimación de peso.....	20
Tabla 13. Coeficiente para estimar el periodo.....	20
Tabla 14. Límites de desplazamiento lateral de entrepiso.....	20
Tabla 15. Factor de reducción de resistencia.....	21
Tabla 16. Valores recomendados del factor Co.....	22
Tabla 17. Estados de daño y niveles de desempeño.....	25
Tabla 18. Niveles de desempeño de la edificación.....	28
Tabla 19. Niveles de movimiento sísmico.....	30
Tabla 20. Niveles recomendados de desempeños esperados.....	30
Tabla 21. Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.....	30
Tabla 22. Información de profesionales evaluadores.....	42
Tabla 23. Cuadro de valores de validación.....	42
Tabla 24. Tabla de interpretación de los valores de Aiken.....	43
Tabla 25. Resumen de evaluación del instrumento.....	43
Tabla 26. Formas de modo y periodos asociados.....	61
Tabla 27. Parámetros sísmicos para pórticos de concreto armado.....	62
Tabla 28. Parámetros sísmicos para la albañilería confinada.....	62
Tabla 29. Rigidez de la estructura sin reforzamiento.....	64
Tabla 30. Formas de modo y periodos asociados.....	65
Tabla 31. Cargas gravitacionales con modelos puntal tirante.....	67
Tabla 32. Cargas gravitacionales con modelos convencionales.....	68

Tabla 33. Masas por piso.....	68
Tabla 34. Expresiones para la estimación de las longitudes de rótulas plásticas en vigas y columnas.....	72
Tabla 35. Valores recomendados del factor Co.....	84
Tabla 36. Valores recomendados para Co.....	86
Tabla 37. Formas de modo y periodos asociados.....	93
Tabla 38. Rigidez del sistema reforzado.....	93
Tabla 39. Valores recomendados del factor Co.....	98
Tabla 40. Valores recomendados del factor Co.....	100

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Efectos devastadores del terremoto de Ecuador del 2016 en la infraestructura civil.....	1
Figura 2. Terremoto intraplaca de México en el D.F.....	2
Figura 3. Efectos devastadores del terremoto de Chile en el 2010.	2
Figura 4. Ejemplo de vivienda estructuralmente vulnerable.....	4
Figura 5. Pabellón de la Facultad de Ingeniería Industrial de la UNSA.....	4
Figura 6. Zonas sísmicas.....	14
Figura 7. Idealización del sistema estructural.....	15
Figura 8. Deficiencia de capacidad por sismo para el proceso de reforzamiento en estructuras.....	33
Figura 9. Incremento de la ductilidad para el proceso de reforzamiento en estructuras...33	
Figura 10. Incremento de la rigidez y resistencia lateral.....	33
Figura 11. Incremento de la ductilidad de la estructura.	34
Figura 12. Reforzamiento de columnas mediante el incremento de la sección transversal.....	34
Figura 13. Reforzamiento de muros de mampostería.	35
Figura 14. Planos estructurales de la edificación analizada en físico.	44
Figura 15. Evaluación del concreto mediante diamantina.....	45
Figura 16. Vista lateral derecha frontal de la estructura de interés.	46
Figura 17. Vista frontal izquierda de la estructura analizada.....	46
Figura 18. Ubicación de la Universidad Nacional de San Agustín.	47
Figura 19. Vista en planta de la estructura analizada, donde se ven los elementos del sistema resistente.....	53
Figura 20. Plano de Encofrados del primer nivel.....	54
Figura 21. Plano de Encofrados del segundo nivel.....	55
Figura 22. Plano de Encofrados del tercer nivel.....	56
Figura 23. Definición de las características del concreto.....	57
Figura 24. Definición de las propiedades de la albañilería.....	57
Figura 25. Secciones transversales de los elementos estructurales.....	58
Figura 26. Cargas muertas provenientes de acabados, en piso típico.....	58
Figura 27. Cargas muertas provenientes de acabados, azotea.....	58
Figura 28. Cargas vivas presentes en piso típico.....	59
Figura 29. Cargas vivas presentes en azotea.....	59

Figura 30. Vista tridimensional del modelo analizado.....	60
Figura 31. Cuatro primeras formas de modo de la estructura analizada.....	61
Figura 32. Espectro de aceleraciones para el casos de los pórticos de concreto armado.....	62
Figura 33. Espectro de aceleraciones de la estructura para el caso de la albañilería.....	63
Figura 34. Fuerzas cortantes en direcciones X e Y.....	63
Figura 35. Rigidez del sistema sin reforzamiento.....	65
Figura 36. Máximas distorsiones en direcciones X e Y.....	66
Figura 37. Curva de comportamiento de esfuerzo y deformación del acero.....	66
Figura 38. Curva de comportamiento de esfuerzo y deformación del concreto.....	67
Figura 39. Diagrama momento curvatura de la columna 25 x 45 en el eje mayor.....	69
Figura 40. Diagrama momento curvatura de la columna 25 x 45 en el eje menor.....	69
Figura 41. Diagrama momento curvatura de la columna 30 x 45 en el eje mayor.....	70
Figura 42. Diagrama momento curvatura de la columna 30 x 45 en el eje menor.....	70
Figura 43. Diagrama momento curvatura de la viga 25 x 50 en el eje menor.....	71
Figura 44. Parámetros de curva de histéresis.....	73
Figura 45. Curva de histéresis con corrección..	73
Figura 46. Modelo tridimensional puntal tirante.....	74
Figura 47. Sección de columna a analizar.....	74
Figura 48. Modelo de fibras de la sección analizada.....	75
Figura 49. Curva de capacidad de la estructura en dirección X.....	75
Figura 50. Curva de capacidad de la estructura en dirección Y.....	76
Figura 51. Comportamiento de la estructura en dirección X (1).....	76
Figura 52. Comportamiento de la estructura en dirección X (2)	77
Figura 53. Comportamiento de la estructura en dirección X (3)	77
Figura 54. Elevación del eje vertical 3.....	78
Figura 55. Curvas de comportamiento de la columna C2, momento M2 y carga axial P..	78
Figura 56. Curvas de comportamiento de la columna C7, momento M2 y carga axial P..	79
Figura 57. Curvas de comportamiento de la columna C4, momento M2 y carga axial P..	79
Figura 58. Comportamiento del concreto presente en una fibra de análisis.....	80
Figura 59. Comportamiento monotónico de una fibra de acero.....	80
Figura 60. Comportamiento de la estructura en dirección Y.....	81
Figura 61. Comportamiento de la estructura en dirección Y.....	81
Figura 62. Eje central E de la estructura analizada, donde hay presentes muros de albañilería confinada.....	82

Figura 63. Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada del primer nivel.....	82
Figura 64. Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del segundo nivel.....	83
Figura 65. Curva de comportamiento de un muro de albañilería confinada central del tercer nivel.....	83
Figura 66. Curva de comportamiento de columna central del primer nivel.....	84
Figura 67. Curva de capacidad analítica en dirección X, e idealización bilineal de esta...85	
Figura 68. Curva de capacidad analítica en dirección Y, y curva de capacidad bilineal idealizada.....	87
Figura 69. Elementos estructurales por reforzar.....	87
Figura 70. Reforzamiento estructural propuesto de las vigas longitudinales en el primer y segundo piso.....	88
Figura 71. Discretización de las secciones reforzadas.....	89
Figura 72. Diagrama de interacción y demanda sísmica de la sección 1.....	89
Figura 73. Diagrama de interacción y demanda sísmica de la sección 2.....	90
Figura 74. Columna de tipo C1 reforzada.....	90
Figura 75. Columna reforzada tipo C2.....	91
Figura 76. Viga reforzada.....	91
Figura 77. Primera forma de modo de la estructura analizada.....	92
Figura 78. Segunda forma de modo de la estructura analizada.....	92
Figura 79. Rigidez del sistema estructural reforzado.....	94
Figura 80. Máximas distorsiones laterales de la estructura reforzada en los ejes X e Y...95	
Figura 81. Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección X.....	96
Figura 82. Curva de capacidad de la estructura analizada en dirección Y.....	96
Figura 83. Objetivos de desempeño sísmico.....	97
Figura 84. Niveles de desempeño sísmico en función de la curva de capacidad.....	97
Figura 85. Niveles de desempeño sísmico en función de los desplazamientos.....	98
Figura 86. Curva de capacidad de la estructura reforzada en dirección X.....	99
Figura 87. Punto de desempeño de la estructura reforzada en dirección X.....	100
Figura 88. Punto de desempeño de la estructura analizada en dirección Y.....	101
Figura 89. Desempeño de la estructura analizada en dirección Y.....	102

RESUMEN

Actualmente en el Perú existen numerosas estructuras educativas que presentan características inadecuadas para sobrevivir a la ocurrencia de un gran sismo. Muchas de estas son edificaciones antiguas fueron construidas con normativas anticuadas, como es el caso de la facultad de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín Arequipa. Esta edificación fue concebida con el criterio de los pórticos principales y sin considerar los requisitos de rigidez lateral mínima, establecidos al día de hoy como un estándar del diseño sísmico. Es así que en este trabajo de investigación se hace uso del análisis estático no lineal con la finalidad de evaluar el desempeño sísmico y así determinar de manera cuantitativa las formas de falla de esta estructura. Asimismo, se propone un método de reforzamiento práctico y económico para lograr un nivel de desempeño sísmico adecuado a los estándares de las actuales normativas de diseño sísmico. Los resultados encontrados muestran que la estructura es, en efecto, propensa al colapso estructural y que la propuesta de reforzamiento logra un nivel de desempeño sísmico razonable y adecuado que garantice la estabilidad de la estructura analizada.

Palabras Clave: Estructuras, sismorresistente, reforzamiento, desempeño sísmico, edificaciones.

ABSTRAT

Currently in Peru there are numerous educational structures that have inadequate characteristics to survive the occurrence of a great earthquake. Many of these are because they are old buildings that were built with outdated regulations, as is the case of the faculty of psychology at UNSA. This building was conceived with the criteria of the main frames and without considering the minimum lateral stiffness requirements, established today as a seismic design standard. Thus, in this research work, nonlinear static analysis is used in order to evaluate the seismic performance and thus quantitatively determine the failure forms of this structure. Likewise, a practical and economical reinforcement method is proposed to achieve a level of seismic performance adequate to the standards of the current seismic design norms. The results found show that the structure is, in effect, prone to structural collapse and that the reinforcement proposal achieves a reasonable and adequate level of seismic performance that guarantees the stability of the analyzed structure.

Keywords: Structures, earthquake resistance, reinforcement, seismic performance, buildings.

INTRODUCCION

Nuestro país al encontrarse en una zona altamente sísmica corremos el peligro de estar expuestos a un evento sísmico impredecible y según estudios de SENCICO tenemos un 90% de edificaciones con deficiencias estructurales por lo que el presente trabajo de investigación se centra en el estudio del comportamiento de una edificación con sistema estructural mixto de pórticos de concreto armado y sistema de albañilería confinada sometida a la acción de un sismo con niveles de aceleración lateral consecuentes con la norma peruana de diseño sísmico; por lo que el objetivo del presente trabajo es identificar las mejoras del desempeño sísmico luego de proponer una técnica de reforzamiento y el estudio de su comportamiento estructural debido a las mismas demandas de aceleración. Para el desarrollo del presente trabajo se ha dividido en cinco capítulos que se describen a continuación:

En el capítulo I, se describe el planteamiento del problema que es una síntesis de la realidad problemática. Así mismos se presenta los objetivos del trabajo de investigación, así como las limitaciones de las mismas y presentando variables.

En el capítulo II, se presenta el marco conceptual y marco teórico establecido y utilizado para este trabajo de investigación con los cuales se pretende dar fundamento y soporte a la investigación.

En el capítulo III, se presenta la metodología empleada en el presente trabajo. En este capítulo se puntualiza las técnicas, instrumentos y herramientas que nos ayudarán con el tratamiento de la muestra para alcanzar los objetivos propuestos.

El capítulo IV, se presentan los resultados obtenidos de la aplicación de la metodología propuesta a la medición de los efectos deseados. En este sentido se muestran los resultados obtenidos del análisis estructural, tanto lineal como no lineal a la evaluación de la respuesta sísmica de la estructura analizada. Teniendo una discusión que nos llevará al capítulo V en el cual se presentan la conclusiones y recomendaciones obtenidas en el proceso de la investigación. Y finalmente se tienen los anexos los cuales son documentos que brindan soporte al instrumento y datos necesarios para la investigación.

CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL ESTUDIO

1.1. Planteamiento, delimitación y formulación de problema

1.1.1. Planteamiento del problema

Los sismos son fenómenos recurrentes en todo el mundo y causa múltiples daños en los diferentes tipos de construcciones. Estos daños dependen de las características, tanto del sismo como de las edificaciones afectadas. Debe tenerse en cuenta que los sismos son impredecibles y no pueden evitarse, minimizarlos ni erradicarlos, pero sí puede mejorarse el desempeño sísmico de las construcciones existentes y futuros mediante métodos de reforzamiento estructural y diseños innovadores. Algunos de los sismos más importantes ocurridos en los años recientes fueron los de Ecuador, en el 2016; México, en el 2017; y Chile en el 2010. En las figuras 1, 2 y 3, se muestran los eventos devastadores de los sismos.

En la Tabla 1 se presenta las pérdidas estimadas en numerosos terremotos del mundo.



Figura 1. Efectos devastadores del terremoto de Ecuador del 2016 en la infraestructura civil. Esta imagen corresponde a la localidad de Pedernales en la provincia de Manabí, tomada el 16 de abril de 2016. Tomado del diario El Universo (1). Disponible en: <https://www.eluniverso.com/noticias/ecuador/desastres-misiones-guerras-sismos-entre-coberturas-relevantes-nota/>



Figura 2. Terremoto intraplaca de México en el D.F. Tomada de Vásquez(2). Disponible en: <https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-41481250>



Figura 3. Efectos devastadores del terremoto de Chile en el 2010. Edificio colapsado en Santiago de Chile. Tomada de Basulto(3). Disponible en: <https://www.archdaily.pe/pe/02-37979/terremoto-en-chile>.

Como se puede apreciar, los terremotos no solo impactan de manera negativa en la vida de las personas, sino también en su economía, reflejadas en pérdidas materiales como viviendas, vías de comunicación, negocios, vehículos, etc.

Tabla 1. Pérdida en vidas humanas y materiales debido a terremotos en los últimos años en el mundo.

Localidad o zona afectada	Año de ocurrenc.	Magnitud	Pérdidas materiales × 10 ⁶ US \$	N.º de víctimas
Alaska	1964	8,4	540	131
Niigata	1964	7,5	600	26
Caracas	1967	6,3	180	285
Ancash	1970	7,8	≤ 500	52.000
S. Fernando	1971	6,6	535	65
Managua	1972	5,6	800	8.000
Guatemala	1976	7,5	1.100	22.800
Tang-Shan	1976	7,8	—	242.769
Filipinas	1976	—	130	8.000
Friuli	1976	6,3	2.000	939
Bucarest	1977	7,2	800	1.570
San Juan	1977	7,4	250	65
Charco	1979	7,9	50	643
El Asnam	1980	7,3	1.000	2.633
Irpinia	1980	6,8	> 5.000	2.735
Cucuta	1981	5,5	5	50
Popayán	1983	5,5	400	350
Uolteo	1985	7,8	2.200	177
México	1985	8,1	> 5.000	7.000-10.000
S. Salvador	1986	5,5	1.750	1.200
Whittier	1987	5,9	358	3
Ecuador	1987	6,9	2.600	1.100

Nota. Tomado de Loa (4).

En la actualidad, los sismos representan una de las más grandes amenazas naturales para el Perú, por estar ubicado en la zona de mayor actividad sísmica del mundo, denominada el Cinturón de Fuego del Pacífico. A esto se agrega el hecho de que el 70% de las edificaciones en el país (5), de acuerdo con la Cámara Peruana de la Construcción, presentan deficiencias estructurales que las hace mediana y severamente vulnerables a la acción de un sismo, como se puede ver en la Figura 4.

Un ejemplo es el pabellón de la Escuela de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional San Agustín (UNSA) que presenta una serie de deficiencias estructurales que podrían llevarlo al colapso en caso de ocurrir un sismo fuerte. Ante esta realidad, el presente trabajo pretende aplicar el método del encamisado de elementos estructurales con la finalidad de mejorar el desempeño sísmico de esta edificación.



Figura 4. Ejemplo de vivienda estructuralmente vulnerable. Tomado de Radio Programas del Perú (5). Disponible en <https://rpp.pe/economia/economia/capeco-el-70-de-viviendas-en-lima-son-construidas-sin-normas-tecnicas-noticia-1078934>

1.1.2. Delimitación del problema

El problema del estudio se circunscribe al departamento de Arequipa, específicamente a la Facultad de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín. El edificio analizado fue un bloque de tres niveles basado en pórticos de concreto y sistemas de albañilería confinada, considerando el suelo característico.

1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general.

- ¿Qué mejoras en el desempeño sísmico se pueden lograr mediante el encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín?

1.2.2. Problemas específicos

- ¿Qué mejoras en la ductilidad se logran aplicando el encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín?
- ¿Qué mejoras en la resistencia lateral se logran aplicando el encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín?

- ¿Qué mejoras en la rigidez se logran aplicando el encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín?

1.3. Objetivos de la investigación

1.3.1. Objetivo general

- Identificar las mejoras del desempeño sísmico mediante el encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.

1.3.2. Objetivos específicos

- Determinar la ductilidad por el uso del encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.
- Determinar la resistencia lateral lograda por el uso del encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.
- Determinar las mejoras de rigidez obtenidas por el uso del encamisado de elementos estructurales en el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.

1.4. Justificación de la investigación

1.4.1. Justificación metodológica

El presente trabajo de investigación permitirá establecer y delimitar una metodología sólida y crítica que permita la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una edificación de concreto armado o una edificación híbrida con sistemas estructurales basados en concreto armado en una dirección y albañilería confinada en la dirección transversal, es así que su importancia metodológica radica en que nos permitirá tener una secuencia lógica y válida para cuantificar parámetros de respuesta sísmica en el caso de edificaciones existentes. En cuanto al reforzamiento estructural, el presente trabajo de investigación plantea igualmente una metodología basada en la mecánica computacional y la mecánica de materiales que nos permita determinar si la propuesta de reforzamiento es adecuada o no.

1.4.2. Justificación social

La aplicación de estos métodos prácticos y accesibles le permitirán a la población estudiantil continuar con sus estudios, y evitar pérdidas económicas para la universidad y los estudiantes por el colapso de las estructuras. También se podrá garantizar la seguridad de los estudiantes y del personal administrativo que utilizan la instalación analizada. Por último, el reforzamiento de la estructura intervenida permitirá que esta sobreviva a un sismo de gran magnitud, salvaguardando la integridad de sus usuarios. A su vez, si ocurriera un sismo de gran magnitud esta edificación podrá servir de refugio para la población damnificada, ya que pertenece al Estado y está al servicio de la comunidad.

1.5. Hipótesis y descripción de variables

1.5.1. Hipótesis

1.5.1.1. Hipótesis de investigación.

- El uso del encamisado en elementos estructurales permite incrementar de manera sustancial el desempeño sísmico del pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.

1.5.1.2. Hipótesis nula.

- El encamisado de columnas no tiene efecto en la mejora del desempeño sísmico en la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.

1.5.1.3. Hipótesis específicas.

- El uso del encamisado de elementos estructurales permite incrementar la ductilidad del pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.
- El uso del encamisado de elementos estructurales permite incrementar la resistencia lateral del pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.
- El uso del encamisado de elementos estructurales permite incrementar la rigidez del pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.

1.5.2. Descripción de variables

1.5.2.1. *Variable 1.*

- **Encamisado de elementos estructurales de concreto armado:** Es el método implementado para aumentar la sección transversal de una columna. En la práctica, consiste en incrementar la sección mediante el armado de nuevos elementos de concreto armado (6).

1.5.2.2. *Variable 2.*

- **El desempeño sísmico de la estructura de concreto armado:** Es la forma cómo la estructura responde ante las fuerzas laterales inducidas por la acción de un sismo; y que caracterizarse por funciones de desplazamientos (6).

La operacionalización de variables puede verse en la Tabla 2.

Tabla 2. Tabla de Operacionalización de Variables

Variable	Definición Operacional	Dimensión	Indicador	Unidad de medida	Escala de medición
Variable 1: Encamisado de elementos estructurales.	Con la ayuda de las fórmulas de diseño de hormigón armado, es posible aumentar la superficie en la sección transversal de los elementos estructurales, y este método también puede utilizarse para determinar la demanda de flexión. La cantidad de acero que se utilizará se determinará por las fórmulas de diseño que se utilizan.	Incremento de la sección de transversal de concreto	Área de concreto	cm ²	Intervalo
		Cuantía de acero	Área de acero	cm ²	Intervalo
Variable 2: El desempeño sísmico de la estructura.	La respuesta de una estructura de hormigón resistente a los terremotos en términos de resistencia lateral y dureza puede representarse por la forma que adopta durante un terremoto. En este caso, se utiliza un modelo matemático para determinar los valores de la fuerza máxima lateral, el deslizamiento del flujo y el último deslizamiento, entre otras cosas.	Resistencia lateral	Fuerza máxima lateral.	Tn	Intervalo
		Ductilidad	Desplazamiento de fluencia.	mm	Intervalo
			Desplazamiento o último.	mm	Intervalo

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del problema

Aunque en general resulta evidente la relación entre los trabajos presentados como antecedentes y el objetivo principal del presente trabajo de investigación, a continuación, se expone los puntos que resultarán útiles en la consecución de los objetivos planteados. El primero es la metodología implementada, en este sentido, se tomarán ideas sobre la aplicación de los análisis estáticos no lineales y su impacto en el estudio del desempeño sísmico de las edificaciones analizadas. En segundo lugar, y no menos importantes, se interpretarán los resultados obtenidos y su relación con los niveles de desempeño sísmico.

2.1.1. Antecedentes internacionales

- En el trabajo titulado “Análisis no lineal de edificios con muros de hormigón armado utilizando el Modelo Beam-Truss” desarrollado en la Universidad de Pontificia Universidad Católica de Chile por Alvaro Ignacio Vargas Malebran en el año 2018, se aplicó una metodología experimental para el rendimiento sísmico, reduciendo la dificultad de sostener terremotos en las estructuras al tiempo que mantenía la integridad estructural. El investigador se centró en un BTM que había sido validado a través de la simulación de una pared tipo T que se basaba en pruebas y resultados experimentales. Se decidió si el BTM era viable o no basado en un modelo numérico no lineal tridimensional de los edificios en consideración. Se diseñaron de acuerdo con las regulaciones chilenas y se sometieron a un análisis estadístico no lineal utilizando el software OpenSees, que está disponible para su descarga gratuita. Según los resultados del estudio, el BTM fue un método con dificultades de convergencia, lo que hizo que su aplicación práctica fuera más difícil de aplicar. También hay que tener en cuenta que la distribución del estrés de corte entre las paredes, la variación de la carga axial y el modo de fallo son diferentes entre el edificio estructurado con paredes tipo T y el edificio estructurado con paredes rectangulares. Considerando que uno de los objetivos principales de esta investigación era evaluar el rendimiento sísmico de un edificio educativo, este trabajo de investigación es extremadamente beneficioso para el presente trabajo. En este sentido, los métodos y técnicas descritos en la investigación de Vargas (7) pueden aplicarse a este trabajo. La investigación de Vargas fue financiada por la Fundación Nacional de Ciencias. Además, siempre será beneficioso mirar los

resultados que el autor obtuvo porque servirán de marco de referencia para futuras investigaciones.

- En el 2015 se presentó la tesis “Diseño de refuerzos estructurales de un edificio de apartamentos de cuatro plantas situado en el sector Quitumbe en la ciudad de Quito, provincia de Pichincha” desarrollada por Luis Felipe Borja y Mari Jose Torres Tamayo en la Universidad Politécnica Nacional de Ecuador. La tesis comenzó con la ubicación de una estructura representativa de Quito, construida informalmente con el sistema tradicional de tablonés y bandas. Se había realizado previamente un estudio de seguridad sísmica y un diagnóstico estructural, lo que dio lugar a un alto grado de flexibilidad lateral y un comportamiento dinámico inadecuado. En consecuencia, se determinó que la estructura era extremadamente vulnerable a los terremotos. Se determinó a través del análisis de cada una de las alternativas de refuerzo que la aplicación de revestimiento de hormigón, en contraposición al marco de las columnas, proporciona mayor resistencia y libera las cargas de la estructura, presentando así la solución en el nivel de la estructura. Una vez completado todo esto, se creó el presupuesto de referencia utilizando planos estructurales gráficos y la mejor alternativa de refuerzo, que fue el mortero de hormigón (9). Durante el desarrollo de la investigación se realizó dos tipos de reforzamientos, uno de los cuales –el encamisado de elementos estructurales–, coincide con el estudio de esta tesis. Como resultado, los resultados obtenidos por Borja y Torres (8) y que son concluyentes para esta tesis, ya que demuestran que no son la opción de refuerzo más eficaz disponible.

2.1.2. Antecedentes nacionales

- La aplicación del análisis inelástico por traslados, realizado por Alberto Pérez en 2019, se utilizó para revisar la tesis Evaluación del rendimiento sísmico en edificios esenciales. Con la ayuda de la metodología del diseño estructural para el análisis estático incremental (pushover), que se basa en los traslados de una estructura, el estudio se llevó a cabo para determinar la capacidad que la estructura tiene para responder a una determinada solicitud espectral de un terremoto real o de una norma, para predecir el comportamiento sísmico de la estructura. La construcción de edificios en Perú se realiza actualmente utilizando el método de resistencia sísmica, que proporciona rigidez a la estructura además de un análisis basado en predicciones y la dureza estructural entendida cuando actúa en el rango elástico, mientras que la

metodología de diseño estructural basada en el desplazamiento o traslados tiene en cuenta el comportamiento tanto en los rangos elásticos como inelásticos, y requiere estimar su resistencia y dureza real con el conocimiento del comportamiento más reciente de los materiales.

- Esta la tesis de La Torre en el 2019, Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de hotel, en la que se realizó una serie de estudios orientados al reforzamiento de estructuras, como vigas y columnas. El principal objetivo de este trabajo fue incrementar la resistencia estructural de un hotel, con las técnicas de encamisado de columnas. Las verificaciones se hicieron con el *software* de análisis no lineal SAP 2000. Los resultados mostraron con claridad que el encamisado de columnas logró incrementar la resistencia lateral hasta en un 50%. Como podrá apreciarse, el trabajo revisado está directamente vinculado a los objetivos de esta investigación, por lo que su importancia es evidente. Aun así, se resalta que la metodología implementada y la interpretación de los resultados consignados serán puntos clave que ayudarán a la solución de la problemática de esta investigación.

2.1.3. Antecedentes locales

- El Análisis estadístico no lineal y la evaluación del rendimiento sísmico de un edificio de ocho plantas diseñado con el E-030 de Choque y Luque (13) en la Universidad Nacional de San Agustín en el 2019, propusieron dos modelos basados en sistemas estructurales concretizados: uno de los pórticos y el otro de los muros estructurales, tras realizar un diseño experimental (muro de corte). El objetivo era analizar, utilizando ambos modelos, el comportamiento de un edificio de ocho pisos durante los terremotos, al tiempo que cumplía con los requisitos y criterios del código de edificios actual y las normas de código de edificios. El ETABS, programa de diseño, así como los cálculos manuales del análisis sísmico modal-espectral, se emplearon durante el proceso de validación. Tras ello, se realizó un análisis estadístico no lineal de acuerdo con las recomendaciones de ASCE/SEI 41-13. El programa ETABS se utilizó para calcular las curvas de capacidad de los sistemas estructurales y los mecanismos de deformación de plásticos, entre otras cosas. En última instancia, se evaluó el rendimiento sísmico de ambos modelos de acuerdo con las recomendaciones del Comité de Vision 2000 y del ATC-40, con la conclusión de que ambos modelos no cumplieron el rendimiento esperado en el rango no lineal para los terremotos frecuentes y sólo superaron ligeramente el rendimiento esperado en el

rango operativo. También se determinó que, en el caso del edificio de ocho pisos, el modelo propuesto era el más adecuado para utilizar.

En esta investigación, la importancia del trabajo de Choque y Luque es relevante porque demuestra la aplicación de los niveles de rendimiento recomendados, así como las etapas del diseño de un edificio similar al propuesto en este trabajo.

- Se propone la tesis de Mendoza y Yaqui del 2019 denominada *Diseño sísmico basado en el desempeño del nuevo pabellón de aulas de Ingeniería Civil UNSA (15)*, en la cual, utiliza la metodología experimental, en esta tesis se desarrolló teoría y aplicación sobre el comportamiento de un edificio de concreto armado, de tres pisos, durante varios niveles de sismos. El análisis estructural para las cargas de gravedad y de sismo se desarrollaron con el programa ETABS, y se validaron realizando los cálculos de las propiedades no lineales. Luego del análisis estructural se procedió a diseñar los elementos estructurales reflejados en los planos de estructuras, que fueron a un análisis estático no lineal. Con el punto de desempeño de las estructuras se determinó con el método de espectro de capacidad FEMA 440; y el peligro sísmico, a partir del espectro de acuerdo con la norma NTE E.018-2018. La investigación concluyó con la aprobación de las pruebas realizadas, luego de la aplicación del diseño sísmico basado en el desempeño y la normativa nacional. Esta investigación tiene relevancia debido a que la edificación estudiada es similar a la de esta tesis, en la que se evaluará la resistencia y ductilidad (16).

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Peligro sísmico

El movimiento tectónico a nivel regional o local se define como la posibilidad de que este movimiento se produzca durante un período específico de tiempo. Estos movimientos se miden en términos de parámetros como la aceleración, la velocidad, la pendiente, la magnitud y la intensidad, que se pueden medir cuantitativamente, como las fuerzas g. Considerar los fenómenos que se producen entre el hipocentro y el punto de interés es importante a la hora de determinar esta magnitud.

Este concepto resulta especialmente útil en la ingeniería estructural, pues “el diseño sísmico de estructuras necesita saber cuál es la aceleración máxima del suelo que se espera durante la vida útil de la misma” (17) (p. 2).

En cuanto a Perú, el peligro sísmico se ha dividido en cuatro zonas en función de la actividad sísmica que se ha observado y analizado, así como las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación cuando se ve desde una distancia de 18 kilómetros del epicentro del terremoto. La figura 5 representa la zonificación sísmica que se discutió anteriormente.

Como se muestra en la Tabla 3, el estándar permite el diseño de cada zona con un factor que expresa una fracción de la aceleración gravitacional.

2.2.2. Diseño sismorresistente por desempeño

El objetivo principal del diseño resistente a los terremotos es evitar el colapso de los edificios cuando se producen grandes terremotos de alta intensidad como resultado del movimiento de las placas tectónicas debajo de la superficie de la tierra.

Al respecto, Harmsen sostuvo que “[...] se ha contemplado el diseño por desempeño como una alternativa más viable para la implementación de metodologías de diseño sísmico a estructuras que satisfagan las necesidades básicas de las sociedades modernas e innovadoras” (17) (p. 2).



Figura 5. Zonas sísmicas. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.020 Cargas (19).

Tabla 3. Micro zonificación sísmica y estudios de sitio (Z)

Zonas	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota. Tomado del *Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)*, Norma E.020 Cargas (19).

2.2.3. Análisis y diseño elástico lineal de la estructura

La elasticidad es un concepto mecánico que indica, en términos generales, la propiedad de un cuerpo de recuperar su estado o forma original posterior a la aplicación de un conjunto de cargas que deforman o cambian esta condición. La elasticidad es una propiedad de muchos materiales, incluso cuando están sometidas a deformaciones o desplazamientos de gran magnitud. Existen dentro de la mecánica del medio continuo 2 tipos esenciales de elasticidad, a decir, la elasticidad lineal y la elasticidad no lineal.

Se dice que un cuerpo es elástico lineal si es capaz de recuperar las informaciones inducidas cuando se usa la aplicación de la carga externa, y si además la relación entre los esfuerzos y deformaciones ocurridos es lineal. Las clásicas teorías elásticas lineales del análisis estructural prevén justamente esta relación, es decir una relación lineal entre esfuerzos y deformaciones, y la capacidad de recuperarse de la deformación inducida con el cese de la carga aplicada.

En la siguiente figura se muestra la relación elástica lineal entre fuerzas y desplazamientos en el caso de un oscilador de 1° de libertad.

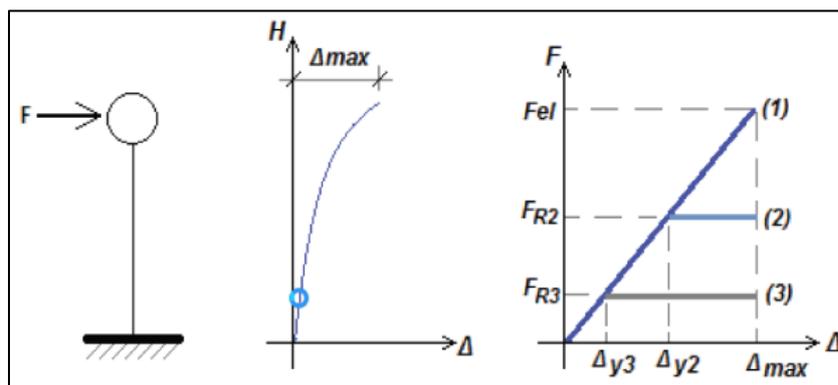


Figura 6. Idealización de un sistema estructural de un grado de libertad. Tomada de "Evaluación Estructural de una de las edificaciones del hospital ERM usando el método del espectro capacidad", por Fajardo Galliani, 2012 (21).

El desarrollo del presente trabajo de investigación requerirá de un marco además de conceptual un marco normativo que prevea las cuestiones inherentes del análisis y el diseño y que además brinde bases y respaldo jurídico dentro de la zona de aplicación del presente trabajo de investigación tal cuestión se desarrolla en este trabajo de investigación con la cita y el uso de las normas de diseño para construcción vigentes en el Perú al 2022. estas normas son las siguientes norma de cargas, norma de diseño en concreto armado, norma de diseño antisísmico, y norma de diseño en acero.

- Los datos de los materiales empleados:
 - ✓ Módulo de elasticidad del acero = 2 000 000 kg/cm².
 - ✓ Módulo de Poisson (u) = 0.15.
 - ✓ Resistencia del concreto = 210 kg/cm².
 - ✓ Resistencia del acero en fluencia = 4200 kg/cm².
 - ✓ Módulo de elasticidad del concreto: $15000 \sqrt{f'c} = 217370.651 \text{ kg/cm}^2$.

2.2.3.1. Carga muerta.

Se denomina carga muerta sí tanto la magnitud como la dirección de aplicación de esta permanece constante durante el tiempo de aplicación de la misma. Desde el punto de vista de la ingeniería estructural existen un conjunto de cargas que no cambian sus características durante todo el periodo de vida útil de la misma, tal es el caso, por ejemplo, del peso propio de la edificación, que evidentemente no tendrá un cambio práctico de valor durante el período útil o periodo de vida de la edificación

Existen algunos otros implementos o complementos de todo sistema estructural tales como el acabado de piso, los acabados o el peso de los pisos y accesorios que se mantienen constantes durante el periodo de vida útil de la misma por lo que son denominados cargas muertas, dentro de la actual normativa del reglamento nacional de edificaciones del Perú, los pesos específicos y cargas muertas reglamentarias están debidamente estipuladas.

Tabla 4. Pesos unitarios

Materiales	Peso (kgf/m³)	
Albañilería de arcilla cocida sólidas.	1800	
Concreto armado.	Añadir 100 al peso simple del concreto.	
Concreto simple.	2300	
Para el aligerado de concreto armado en una sola dirección considerar:		
Espesor (m).	Espesor de capa superior de la losa	Peso (kgf/m ²)
0,25.	0,05	350

Nota. Tomado del *Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)*, Norma E.020 Cargas (19).

2.2.3.2. Carga viva.

Una carga gravitacional se dice viva, si su acción sobre la estructura tiene una duración de acción que está en el orden del periodo fundamental de la misma. Aunque, por lo general la determinación de las cargas requiere de un complejo estudio estadístico que defina su tipo –como medidas de tendencia central y dispersión–, así como sus funciones de distribución de probabilidad, lo que el ingeniero de campo hace en la práctica es la aplicación de los valores recomendados por la norma peruana de cargas. En la presente investigación, solo se consignará los valores que interesan a los objetivos del trabajo.

Por ello, se utilizará los valores mínimos de ocupación o uso, como lo mostrado en la Tabla 5, de centros educativos (22).

Tabla 5. Cargas vivas mínimas repartidas

Centros de educación	Cargas repartidas kgf/m²
Aulas	250
Corredores	400

Nota. Tomado del *Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE)*, Norma E.020 Cargas (19).

2.2.4. Requisitos generales de resistencia

La resistencia en el diseño estructural es la fuerza máxima que un sistema estructural o un elemento estructural es capaz de tolerar sin exhibir un comportamiento inestable, lo que se traduce como grandes deformaciones con pequeños incrementos de carga. La norma de diseño en concreto armado y la norma de diseño en acero establecen un conjunto de combinaciones de casos de carga que permiten establecer los requerimientos de resistencia mínima tanto en sistemas estructurales como en elementos estructurales.

De acuerdo a las normativas de diseño citadas la primera combinación de carga a considerarse como resistencia mínima requerida es la combinación que involucra la carga muerta y la carga viva. la segunda combinación de carga proviene de la combinación de la carga muerta y la carga de sismos.

2.2.5. Parámetros de sitio

Los parámetros de sitio son magnitudes que permiten cuantificar los parámetros de mayor impacto en la respuesta sísmica de una edificación. De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico los parámetros de sitios son factor de zona, y factor de uso, factor de suelo.

Tabla 6. Factor de suelo

Factor de suelo S	
Suelo	S2
Zona	1,15
Z3	

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

Tabla 7. Periodos TP y TL

	Perfil del suelo
	S3
TP (s)	0,6
TL (s)	2,0

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

De acuerdo con lo mostrado en la tabla anterior, es el tipo de suelo encontrado en el presente trabajo de investigación es un suelo tipo S 3, que, de acuerdo con lo indicado en la norma peruana de diseño sísmico, en la sección relativa al comportamiento dinámico de los suelos, es un suelo blando, es decir un suelo que vibra con períodos largos ante la excitación de un sismo. De hecho, de acuerdo con la misma normativa el periodo fundamental de vibración es de 0.6 segundos, lo que equivale a una edificación de 6 niveles vibrando libremente.

2.2.5.1. Factor de amplificación sísmica (C).

El factor de amplificación sísmica es un parámetro dinámico que indica cuántas veces se amplifica la aceleración en el terreno con respecto de la aceleración esperada en suelo firme o roca, este parámetro es importante en el diseño sísmico puesto que la aceleración en roca es el parámetro proporcionado por la norma de diseño sísmico, es decir si se tiene una sola diferencia este debe cuantificar la aceleración a través de este factor de amplificación sísmica.

- Categoría y factor de uso (U):

El factor de uso es un parámetro que permite cuantificar el nivel de peligro sísmico a considerarse en una edificación dependiendo de la importancia que tenga la misma, es importante recordar y considerar que la cuantificación de la demanda sísmica, o el arte de la ingeniería sísmica, que es un proceso netamente estadístico y probabilístico, es decir uno no cuantifica la aceleración realmente a ocurrir en determinado momento, lo que se hace dentro del Estado del arte actual es decir qué nivel de aceleración de terreno se espera en determinado lugar con determinado nivel de probabilidad de ser excedido en un periodo de exposición dado es así que es más conveniente diseñar edificaciones con

elevado nivel de probabilidad de daño con un análisis estadístico más exhaustivo, y esto se da a través del factor de uso. A continuación, se muestra un cuadro donde se especifica el factor de uso para el análisis especificado.

Tabla 8. Factor de uso establecido en la norma de diseño sísmico del 2018.

Categoría	Descripción	Factor U
A. Edificaciones esenciales	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud (Minsa).	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo, tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1: Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones, estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía. - Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua. Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, como: instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. Se incluye edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, como: grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos, así como edificios que almacenen archivos e información esencial del Estado.	1.5
B. Edificaciones importantes	Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.	1.3
C. Edificaciones comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.	1
D. Edificaciones temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

- Categoría y sistema estructural:

La categoría de un sistema estructural es la cuantificación de la magnitud que la estructura representa no sólo en términos de tamaño y volumen, sino la magnitud e importancia que esto tiene para determinada sociedad por ejemplo, no tienen la misma categoría una edificación hecha para almacenar forraje, que una edificación construida como servicio médico u hospital. Se puede notar de manera inmediata que la edificación construida para un hospital tiene una categoría superior a la primera edificación, puesto que ésta almacenará actividades médicas y por tanto albergará vidas humanas. De hecho, la actual norma de diseño sísmico, toma en cuenta estas definiciones e ideas y define lo que se llama categoría de una edificación.

Tabla 9. Categoría de la Edificación.

Categoría de la edificación	Zona	Sistema estructural
A1	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

Las categorías más importantes definidas en la norma de diseño sísmico peruana es la categoría A1, ésta hace referencia a edificaciones construidas para prestar servicios esenciales a una comunidad, tales como hospitales comisarías estaciones de bomberos, entre otras.

- Coeficiente de reducción y sistemas estructurales de las fuerzas sísmicas

El coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas es un concepto puesto en la norma de diseño sísmico, y en casi todas las normativas de diseño sísmico vigentes alrededor del mundo, como un medio para tomar en cuenta de manera práctica y simple siendo el efecto del comportamiento no lineal de los sistemas estructurales en la reducción de la respuesta sísmica. De acuerdo con autores como Luis M. Bozo (2015), cuando un sistema estructural de respuesta elástica lineal es sometido a un input dinámico, los máximos desplazamientos encontrados, son varias veces los correspondientes en el caso de un sistema no lineal con una fuerza de fluencia bien definida. Debido a esta característica, y tomando en cuenta que una edificación diseñada con los elementos de las normas sísmicas puede incurrir o incursionar en el rango no lineal, la predicción de la respuesta sísmica mediante el uso puramente lineal acarrearía errores considerables.

Es importante tomar en cuenta que los factores de reducción de fuerzas sísmicas no son una característica específica de una edificación, sino de la forma como el sistema estructural disipa la energía, en este sentido hay edificaciones con sistemas estructurales que disipan mucha más energía que otros como el de los muros y albañilería confinada evidentemente en este caso los factores de reducción de fuerzas sísmicas deberán ser mayores. A continuación, se muestra una tabla propia de la norma peruana de diseño sísmico donde se anotan los factores de reducción básicos considerados en el diseño.

Tabla 10. coeficientes de reducción básicos presentes en la norma de diseño sísmico

Sistema estructural	Coefficiente Básico de Reducción R0
Concreto armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De muros estructurales	6
Muros de ductilidad limitada	4

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

- Categoría de irregularidad estructural:

Ahora que se ha definido con precisión el concepto de categoría estructural, la raíz de este proceso entendido que haya edificaciones que por su importancia para la sociedad y por la magnitud y envergadura de estas, deben tener un refinamiento y un nivel de detalle en su concepción y diseño, que le permita cumplir con las funciones para las que ha sido concebidas por periodos de tiempo prolongados, y que, ante la eventualidad de un evento sísmico de gran magnitud estas puedan continuar prestando los servicios antes durante y después de tal evento sísmico.

Ante tal situación se debe tener en cuenta que edificaciones con ciertas categorías estructural no pueden poseer irregularidades que puedan poner en riesgo la integridad de tales instalaciones es así que la norma de diseño sísmico considera que ciertos tipos de irregularidades estructurales son simplemente inaceptables en el caso de edificaciones con ciertas categorías, tal es el caso por ejemplo de las edificaciones de la categoría a uno, es decir las edificaciones esenciales. En este tipo de edificaciones no pueden poseer características estructurales indeseables como irregularidades en planta e irregularidades en altura. A continuación, se presenta un extracto de la información y requisitos considerados en la norma de diseño sísmico peruana.

Tabla 11. Restricciones en irregularidades estructurales para el caso de edificaciones con categoría A1 y A2.

Categoría	Zona	Restricción
A1 y A2	3	No se permiten irregularidades.
		No se permiten irregularidades extremas.

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

2.2.6. Análisis estructural

2.2.6.1. Cálculo del peso sísmico en función de la norma peruana

El peso de una edificación es una de las propiedades dinámicas más importantes desde el punto de vista de la mecánica estructural, pues como se sabe, este parámetro influye directamente en características como el periodo fundamental de vibración. En este punto conviene aclarar que, en el diseño práctico de edificaciones, la estimación de la masa dinámica al momento de ocurrido un sismo es una incógnita difícil de estimar a ciencia cierta, esto debido a que, aunque las cargas muertas están claramente definidas, no es posible estimar con precisión absoluta las cargas vivas que estarán presentes durante la ocurrencia de un sismo. Este hecho puede verse claramente si imaginamos que durante la ocurrencia de un sismo modificación podría estar vacía debido a las vacaciones familiares ocurridas tan a menudo. Ahora lo contrario podría ocurrir si un terremoto ocurre durante una época de fiestas que congregan a toda la familia en determinados lugares, tales como la Navidad o el año nuevo, no es que son festividades propicias para la aglomeración. Cómo se podrá observar en ambos casos estamos en extremos en los que las cargas varían considerablemente.

Ante esta situación, la actual norma de diseño sísmico establece un parámetro de cálculo de la carga dinámica a considerar para el diseño sísmico de las edificaciones dentro del territorio peruano. Cómo se podrá observar esto no significa que realmente ocurrirá esta carga durante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, sino simplemente es un parámetro reglamentario que puede eximir de responsabilidad civil o penal al especialista en diseño estructural en determinado momento, aunque existe en la literatura técnica algún sustento basado en probabilidades, estos parámetros y factores son basados exclusivamente en la experiencia profesional.

Es así que las normas de diseño sísmico peruana establecen que el peso sísmico de una edificación se calcula considerando el total de la carga muerta más el 25% de la carga viva máxima establecida de acuerdo con la norma peruana de cargas, para el caso de edificaciones comunes, en las que típicamente recaen edificios de apartamentos o viviendas. En el caso de edificaciones esenciales, como el caso de un colegio o una institución educativa, se tiene que la carga dinámica se calcula como el total de la carga muerta más el 50% de la carga viva. A continuación, se muestran tales porcentajes obtenidos de la norma de diseño sísmica peruana.

Tabla 12. Carga viva a considerar para el análisis sísmico

Categoría	% Carga viva
A y B	50%
Techos	25%

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

El cálculo de las propiedades dinámicas de una edificación debe realizarse considerando las distribuciones espaciales de masa y las correspondientes distribuciones espaciales de rigidez. Es de especial importancia la estimación del periodo fundamental de vibración de una edificación, la misma que se puede realizar mediante la solución de la ecuación diferencial de movimiento homogéneo y la solución analítica resulta demasiado compleja o si el especialista considera que un análisis tan refinado es innecesario, este puede hacer uso de las fórmulas disponibles en la norma peruana de diseño sísmico. Estas fórmulas nos permiten estimar el periodo fundamental de una edificación en función del sistema estructural predominante en esta y de los parámetros mostrados a continuación.

Tabla 13. Factor de forma para la estimación del periodo fundamental.

CT	Tipo de sistema
35	Pórticos de concreto armado sin considerarse muros de corte.
60	Concreto armado duales de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

2.2.7. Tipo de análisis dinámico tiempo historia

2.2.7.1. Desplazamientos laterales relativos admisibles.

Otro de los parámetros de gran importancia y relevancia en el análisis y diseño sísmico es el control de deformaciones laterales presentes en una edificación debido a la acción de cargas laterales producidas por un sismo de gran magnitud. Dentro del Estado del arte de la ingeniería estructural las distorsiones laterales son la medida usual realizada cuando se desea cuantificar el nivel de deformación lateral producida por la acción de un conjunto de cargas externas. La norma peruana de diseño sísmico prevé el uso de métodos de análisis lineal elástico para la estimación de tales parámetros, y tomando en cuenta que el diseño sísmico establecido en la norma E- 060 considera la incursión en el rango inelástico, es necesario la corrección de los desplazamientos laterales elásticos a desplazamientos laterales inelásticos esperados durante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud para ello se debe tomar en cuenta que los desplazamientos inelásticos se pueden obtener multiplicando los desplazamientos obtenidos de un análisis lineal elástico por el factor de reducción debido tal como se muestra a continuación.

$$\delta_{enl} = 0.75R\delta_{el}$$

Donde:

- δ_{enl} = Estimación de desplazamiento para un análisis sísmico estático no lineal.
- δ_{el} = Desplazamiento producto de un análisis sísmico estático lineal.

Tabla 14. Máximas distorsiones laterales establecidas en la norma peruana de diseño sísmico.

Límites para el desplazamiento lateral de entrepiso	
Material predominante.	δ/hei
Concreto armado.	0,007
Edificios concretos armado con muros de ductilidad limitada.	0,005

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Sismorresistente (44).

2.2.8. Teoría sobre el concreto armado

El diseño de elementos de concreto armado está basado en la teoría de la resistencia última y la teoría del diseño elástico. En la teoría del diseño por resistencia es la parte general de una metodología más amplia conocido como Load Resistance Factor Design, se hace uso de las propiedades mecánicas de los materiales involucrados, en este caso el concreto y el acero de refuerzo. La teoría de resistencia última considera que la capacidad de un elemento se alcanza cuando la fluencia del acero o cuando la deformación unitaria en el concreto alcanza las 0.003 unidades. A continuación, se presenta ecuación básica de diseño por el método LRFD.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Donde (ϕR_n):

- Φ : Reduction factor, véase la tabla siguiente.
- R_u : Resistencia de diseño requeridas.
- R_n : Resistencia nominal.

Tabla 15. Factores de reducción de acuerdo con la norma peruana de diseño en concreto armado.

Solicitación	Factor Φ de reducción
Flexión	0.90
Tracción y tracción + flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Compresión y flexo compresión:	
• Elementos con espirales	0.75
• Elementos con estribos	0.70
Aplastamiento en el concreto	0.70

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.060 Concreto Armado (26).

2.2.9. Teoría del desempeño o performance sísmico

2.2.9.1. Método del coeficiente de desplazamiento

El desempeño sísmico es un parámetro definido dentro de la ingeniería de estructuras que nos permite saber la forma como una edificación responde ante la acción de un evento sísmico. En este sentido uno puede establecer si una edificación se ha portado adecuadamente, entendiéndose esto como la propiedad de que la estructura ha sufrido daño mínimo durante la ocurrencia de un sismo.

Dentro del estado del arte de la ingeniería sísmica existen numerosos métodos disponibles para cuantificar el desempeño sísmico de una edificación, el más relevante sin lugar a dudas, es el método del coeficiente de desplazamiento establecido por primera vez en él FEMA P- 58. Esta agencia federal de los Estados Unidos de Norteamérica es una entidad creada con la finalidad de realizar estudios que permitan mitigar de manera contundente los impactos negativos producto de la ocurrencia de un sismo en la sociedad y en su desarrollo económico.

El método del coeficiente de desplazamiento nos pide determinar previamente características dinámicas de la estructura como la curva de desempeño o la curva de capacidad de una edificación, y como base está estimar el desplazamiento probable demandado por la acción u ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

2.2.9.1.1. Estimación del desplazamiento máximo demandado

La estimación del desplazamiento lateral demandado por la ocurrencia de un sismo de gran magnitud en una edificación debe calcularse haciendo uso de análisis dinámico tiempo historia no lineal en una edificación. Este análisis dinámico tiempo historia no lineal debe considerar la posibilidad de la formación de rótulas plásticas o la degradación de resistencia

y rigidez de los elementos estructurales cuando un sismo de gran magnitud actúa sobre la estructura completa. Como se podrá observar tal tipo de análisis requiere de modelos muy complejos que permitan tener en consideración tales cuestiones. A raíz de ello la metodología del desplazamiento lateral máximo establecido en el FEMA P 58 considera que una estimación razonable en el desempeño sísmico puede darse a través de la curva de capacidad del elemento estructural o de la estructura completa y la estimación del desplazamiento lateral máximo demandado por un sismo de gran magnitud. Tal desplazamiento máximo puede ser estimado mediante cálculo del parámetro dado por la siguiente formula.

$$D_t = C_0 C_1 C_2 C_3 \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Donde:

- Sa = Aceleración espectral elástica vinculada al período fundamental efectivo.
- Te, C₀, C₁, C₂ y C₃ = Factores de ajuste.
- C = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral y el desplazamiento en el tope del edificio, con valores que van de 1 a 1.5, como se muestra en la Tabla16.

Tabla 16. Valores recomendados del coeficiente de desplazamiento.

Número de pisos	Valor Co
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10 pisos	1.5

Nota: Aguiar R. Análisis sísmico por desempeño. Quito: Escuela Politécnica del Ejército (ESPE); 2003 (28).

C₁ = Factor que relaciona el desplazamiento inelástico máximo con el hallado para la respuesta elástica lineal, que se obtiene con las siguientes fórmulas recomendadas por el FEMA:

$$C_1 = 1 \quad T_e \geq T^*$$

$$C_1 = 1.5 \quad T_e \geq 0.1$$

Donde:

- T* = Período que define el punto de cambio del segmento de aceleración constante al de velocidad constante.

- A = Los valores de T_e dados entre 0.1 y T^* ; en consecuencia, se recomienda interpolar y C_1 se calculará con a la siguiente ecuación:

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{T_e - 0.1}{T^* - 0.1} \right)$$

- C_2 : Factor que considera los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos; el máximo valor será de 1.2 para $T_e \geq T^*$. El $T_e \leq T^*$ se calculará con la siguiente fórmula:

$$C_2 = 1 + \frac{0.2T_e}{T^*}$$

- C_3 : Es el incremento de desplazamiento debido al efecto P- Δ . Para el sistema con rigidez posfluencia mayor al 5% de la rigidez elástica se tomará como valor 1; de lo contrario, se calculará de la siguiente manera:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R - 1)^{3/2}}{T_e}$$

$$R = \frac{\frac{S_a}{g}}{\frac{V_y}{W}} \frac{1}{C_o}$$

Donde:

- S_a = Aceleración espectral elástica para el período fundamental efectivo (T_e)
- G = Gravedad
- V_y = Cortante de fluencia de la estructura
- W = Peso total de la estructura
- A = Viene definida por la ecuación:

$$\alpha = \frac{K_e}{K_p}$$

Donde:

- K_e = Rigidez elástica
- K_p = Rigidez plástica

2.2.10. Diseño sísmico basado en el desempeño sísmico

El diseño sísmico basado en desempeño es una metodología de diseño establecida por el FEMA P-58, bien diseñar una edificación o una estructura cualquiera con

pleno conocimiento del comportamiento que ésta tendrá cuando actúe un determinado nivel de sismo, es decir permitirá elegir si se desea que una edificación se comporte de manera elástica cuando ocurrió un sismo de gran magnitud o si se desea que de ocurrir un sismo de gran magnitud la edificación quede severamente dañada y que por tanto requiere de demolición, es decir, en esta metodología el diseño se hace con una finalidad.

Conviene recordar que el actual paradigma del diseño sísmico establece un nivel de desempeño que desafortunadamente no se dice de manera directa, pero que la norma de diseño sísmico establece como seguridad de vida, es decir un nivel de comportamiento en el que ocurrido un sismo de gran magnitud la edificación no se cae, pero queda tan dañada que resulta inservible o inhabitable posterior a la ocurrencia de este.

2.2.10.1. Niveles de desempeño establecidos

Como se ha mencionado en la sección anterior el desempeño sísmico de una edificación es la forma como esta responde en términos de desplazamientos, distorsiones, niveles de fuerza cortante y niveles de momentos flectores en una edificación. Evidentemente es posible establecer límites a ciertos parámetros de respuesta sísmica que determinen también o delimiten fronteras bien determinadas entre niveles de desempeño claramente diferenciados. Por ejemplo, es posible decir o establecer que si las distorsiones laterales presentes en una edificación superan un determinado valor el desempeño sísmico de la edificación podría ser considerado deficiente o que el comportamiento sísmico no fue el más adecuado para tolerar los niveles de aceleración demandados o establecidos por un sismo.

2.2.10.1.1. Propuesta de VISION 2000.

El comité Vision 2000 fue un esfuerzo internacional liderado por los Estados Unidos de Norteamérica nacido con la finalidad de establecer los criterios necesarios para el desarrollo de una nueva concepción de diseño basada en desempeño sísmico. Esta nueva metodología conllevaba el desarrollo de nuevos conceptos denominados como el análisis no lineal y la demanda sísmica con niveles de peligro

bien establecidos. A continuación, se procede a explicar los niveles de desempeño establecidos de acuerdo con el comité Vision 2000.

- **Totalmente operacional:** Es el primer nivel de desempeño establecido de acuerdo con el comité Vision 2000. Este nivel de desempeño se denomina totalmente operacional debido a que luego de la ocurrencia de un sismo y hacia este de gran magnitud mediana magnitud, la estructura se encuentra en un estado completamente operativo es decir, los daños producidos por el sismo son mínimos e inobservables, esto se extiende también al concepto de daño en contenido, es decir los accesorios y componentes de la edificación permanecen inalterados por lo que pueden continuar prestando los servicios que brindaban previo a la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.
- **Operacional:** Como segundo nivel de desempeño se tiene al nivel operacional. A diferencia del nivel completamente o totalmente operacional, en este nivel los daños ocurridos debido a la acción de un sismo sí pueden ser apreciados a simple vista, pudiendo existir, por ejemplo, grietas no muy extensas en elementos estructurales, como columnas, placas, vigas, losas entre otras. Los posibles daños, aunque mínimos, pueden aparecer también en los componentes no estructurales de la edificación, tales como sistemas de tuberías de agua, sistema de cableado eléctrico, sistema de aire acondicionado, sistema de ascensores, entre otros. Es importante entender que para que el desempeño sísmico de una edificación después de la ocurrencia de un sismo se considere operacional, éste debe tener la capacidad de brindar los servicios que brindaba previo a la ocurrencia del sismo, lo que implica que no debe haber riesgo estructural ni interrupción de los servicios básicos de la misma. En general trabajos de resanado y estéticos son requeridos y no en gran medida.
- **Seguridad o seguridad de vida:** Seguridad o Seguridad de vida es el tercer nivel de desempeño establecido por el comité Vision 2000. En este nivel de desempeño, la edificación ha sufrido daño estructural considerable, pero sin llegar a comprometer la integridad o estabilidad estructural de la misma, en

términos simples esto quiere decir que los daños a los que ha sido sometida la estructura no implican un riesgo de colapso inmediato o potencial. A nivel de contenido este nivel de desempeño considera la posibilidad de la interrupción de servicios básicos como, la interrupción del flujo eléctrico dentro de la edificación, la interrupción del flujo de agua dentro de la misma, en otros casos la afectación de servicios tales como ascensores sistemas de calefacción o aire acondicionado entre otros.

- **Pre-colapso:** El cuarto nivel de desempeño establecido por el comité Vision 2000 es denominado pre colapso. En este nivel de desempeño los daños producidos por la ocurrencia de un sismo han provocado niveles de degradación de rigidez y de resistencia tales que la posibilidad de colapso tiene elevados niveles de probabilidad de ocurrencia. En cuanto al daño en contenido, este nivel de desempeño garantiza con gran certeza que la mayor parte con la totalidad de los servicios requeridos por la edificación han sido interrumpidos, debido a que los desplazamientos laterales y deformaciones inducidas por el sismo han dañado los sistemas de suministro básicos. En términos de reparaciones y costos asociados, se puede decir que en este nivel de desempeño la reparación es inviable, pues habría que someter a la estructura a una demolición previa.

Como se podrá apreciar de los cuatro niveles de desempeño establecidos por el comité Vision 2000, la norma peruana de diseño sísmico E-030 del 2018, dentro de su filosofía de diseño sísmico establece un nivel de desempeño aceptable dentro de su concepción equivalente al desempeño sísmico de seguridad de vida, es decir aquel en el que el sismo provoca un daño considerable en el sistema estructural pero sin llegar al colapso de la misma, teniendo como filosofía básica la salvaguarda de la integridad de la vida humana dentro del territorio nacional.

Aunque los niveles de desempeño establecidos por el comité Vision 2000 resultan clarificadores y delimitan claramente niveles de comportamiento como deseables o indeseables, existen otras alternativas establecidas de manera independiente dentro de normativas existentes en los Estados Unidos de Norteamérica a continuación se habla, por ejemplo, de la propuesta realizada por el ATC 40.

Tabla 17. Niveles de desempeño y los niveles de daño asociados.

Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Las instalaciones continúan prestando sus servicios y funciones después del sismo.
Ligero	Operacional	Daños ligeros. Las instalaciones esenciales continúan en servicio y las no esenciales puede sufrir interrupciones inmediata recuperación.
Moderado	Seguridad	Daños moderados. La estructura sufre daños, pero permanece estable, Seguridad de ocupantes, Algunos elementos no estructurales pueden dañarse.
Estado de daño	Nivel de desempeño	Características principales.
Severo	Precolapso	Daño estructural severo, en la proximidad del colapso estructural, falla de elementos no estructurales. Seguridad de ocupantes comprometida.
Completo	Colapso	Colapso estructural.

Nota: SEAOC Vision 2000 Committee. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California; 1995 (31).

2.2.10.1.2. Propuesta ATC-40.

La propuesta de delimitación de los niveles de desempeño sísmico de una edificación ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud establecida por la norma ATC-40 propone el establecimiento de niveles de desempeño tanto a nivel estructural como a nivel no estructural, es decir permite decidir al diseñador si desea garantizar la seguridad y buen desempeño del sistema estructural y/o a su vez garantizar la seguridad de los componentes no estructurales. A continuación, se hace una revisión de la propuesta realizada por el ATC40.

- **Nivel de desempeño para la estructura:** Los niveles de desempeño establecidos de acuerdo con la normativa ATC 40 se denominan como ocupación inmediata, estabilidad estructural y seguridad. Asimismo, dentro de esta clasificación existen 2 rangos intermedios los que son catalogados como daño controlado y seguridad limitada. Dentro de la normativa ATC 40, cada nivel de desempeño se designa con un número y las siglas SP, que hacen referencia a la palabra inglesa *structural performance*.

- **SP-1: Inmediata ocupación**

Este nivel de desempeño denominado como inmediata ocupación u ocupación inmediata, en el que los niveles de aceleración y por tanto fuerzas sísmicas inducidas en la estructura han estado por debajo del límite elástico de la estructura, por lo que la misma permanece esencialmente sin cambios. En algunos casos, siendo éstos los más extremos, pueden ocurrir grietas poco apreciables a la vista. La consideración esencial para esta edificación es que permanece con funcionalidad total, es decir, la ocurrencia del sismo no ha alterado ni disminuido su capacidad de prestar los servicios que tenía previo a la ocurrencia del mismo. Si se busca un símil con los criterios dados por Vision 2000, se diría que ocupación inmediata está relacionado con el nivel de desempeño denominado totalmente operacional.

- **SP-2: Daño controlado**

En este nivel de desempeño las aceleraciones inducidas por el terreno han provocado que las fuerzas inerciales en la estructura sean tales que se han presentado ligeros daños estructurales, estos pueden manifestarse como la aparición de grietas en elementos estructurales como columnas, placas, muros de albañilería confinada, sistemas horizontales como losas de piso entre otros. Tales grietas a diferencia del caso anterior resultan evidentes, aunque en la mayor parte de los casos pueden haber afectado con mayor seguridad alteración o al recubrimiento de los elementos estructurales. En este nivel de desempeño la vida de los ocupantes no corre peligro pues los elementos estructurales, pese a haber perdido gran parte de su capacidad de rigidez y resistencia aún poseen una reserva considerable.

- **SP-3: Seguridad:**

En este nivel de desempeño las aceleraciones ocurridas producto de la liberación de energía sísmica han inducido fuerzas de inercia en la superestructura tales que han logrado degradar considerablemente tanto la rigidez como la resistencia de los elementos estructurales componentes. En este nivel de desempeño los daños son significativos, pero aún nos mantenemos lejos de inestabilidad lateral y vertical, por lo que el colapso está fuera de discusión. Aun así la edificación tal como ésta no puede seguir prestando los servicios previos a la ocurrencia del sismo, y aunque la vida de los ocupantes no está bajo riesgo con bienes u evacuación inmediata, debido a que una réplica podría degradar lo que quede de la resistencia y rigidez

lateral del sistema. En cuanto a los costos, se debe mencionar que los costos de reparación son tan elevados como la demolición y el reforzamiento del sistema residual.

○ **SP-4: Seguridad limitada:**

Este nivel de desempeño o cuarto nivel de desempeño es aquel en el que las condiciones de la edificación o los daños sufridos van más allá del desempeño previo, es decir del desempeño de seguridad. En este nivel de desempeño el daño excede ampliamente el ocurrido anteriormente y está entre lo que llamaríamos estabilidad estructural, es decir, aquel estado en el que la edificación es propensa de colapso tanto vertical como lateral. sin lugar a dudas el peligro para los ocupantes aquí es muy elevado ya que no se puede garantizar que la rigidez y resistencia lateral sobrantes sean los necesarios para mantener la edificación estable. en cuanto a los costos, resulta evidente que hablar de reforzamientos o de rehabilitación en este nivel es inviable tanto a nivel técnico como económico.

○ **SP-5: Estabilidad estructural:**

El quinto nivel de desempeño, denominado estabilidad estructural, es aquel que posee las siguientes características.

La edificación ha perdido tanta capacidad de resistencia como de rigidez, que tolerar aceleraciones leves podrían resultarle imposibles, siendo el colapso potencial.

Daños estructurales ocasionados por la ocurrencia del sismo son tales que ha dejado sin rigidez y resistencia residual suficientes para tolerar incrementos de carga pequeños tanto laterales como verticales.

en cuanto a los ocupantes se debe decir que, el nivel de peligro y riesgo para la integridad física de éstos es elevado, en especial de ocurrir una réplica, aún cuando ésta tenga un nivel de aceleración muy pequeño.

En cuanto a términos económicos, en este estado ya se puede considerar la pérdida total de la edificación, puesto que los costos de reparación y demolición serían exorbitantes.

○ **SP-6: No considerado:**

Este nivel de desempeño está más allá de los niveles de desempeño establecidos y correspondería a una evaluación específica analítica y detallada de la edificación considerada.

- **Nivel de desempeño para los componentes no estructurales:**

En el caso de componentes no estructurales es posible establecer niveles de desempeño de la edificación considerando los posibles daños que el sismo pueda generar en este tipo de elementos. Empezaremos por tanto definiendo que es OA qué se llaman componentes no estructurales de una edificación.

Para esto conviene definir con claridad que es un elemento estructural, entonces diremos que un elemento es estructural si su principal función es resistir un conjunto de cargas de diferente naturaleza tales como, cargas axiales, cortantes, momentos, entre otros. De esta definición podemos apreciar con toda claridad, que las columnas, muros de concreto y muros de albañilería confinada son en definitiva, elementos estructurales de una edificación, de la misma manera las vigas y losas, y de forma más general, todos los elementos horizontales de una edificación, pueden ser considerados como elementos del sistema resistente a cargas, y por tanto, componentes estructurales.

En contraposición, un conjunto de elementos se dice no estructurales, sí son elementos que no cumplen ninguna función de resistir o transmitir cargas. Los ejemplos más claros serían los elementos de arquitectura como muros bajos, muros cortina, falsos cielos rasos, componentes de sujeción de accesorios, entre otros de naturaleza similar.

Una vez entendido a qué nos referimos con elementos no estructurales, se debe entender que la ocurrencia de un sismo de gran magnitud puede dañar, no sólo los sistemas estructurales de una edificación, sino también, y muy a menudo, los componentes no estructurales de la edificación. Aunque en principio esto no parezca muy relevante, lo es. Esto debido a que el daño de los componentes no estructurales impediría en muchos casos que la edificación continúe brindando los servicios que brinda previo a la ocurrencia de un sismo, por lo que, aunque el daño en definitiva no es total sí puede considerarse un daño significativo a las actividades productivas y económicas de las personas de la misma.

- **NP-A: Operacional:**

Los niveles de desempeño de componentes no estructurales dan inicio con el nivel operacional. Al igual que en el caso de los elementos estructurales, un desempeño sísmico operacional se da si la ocurrencia de un evento sísmico no produce un daño significativo ni permanente al funcionamiento y operación de los componentes no estructurales.

- **NP-B: Inmediata ocupación:**

En este nivel de desempeño sísmico los componentes no estructurales presentan daños leves que no comprometen ni limitan las funciones que prestaban previo a la ocurrencia de un sismo. En algunos casos algunos de los componentes podrían estar desplazados ligeramente de sus posiciones originales, sin que esto interrumpa el servicio que brindan. En el caso del sistema eléctrico o de agua, existiría fluido eléctrico en toda la edificación, así como agua y desagüe.

○ **NP-C: Seguridad:**

En este nivel de desempeño los componentes no estructurales han sufrido daños considerables, que pueden ir desde deformaciones residuales importantes, hasta grietas o fisuras en los mismos que podrían causar interrupción de los servicios básicos que estos prestan. En términos de reparaciones es posible la reparación económica de estos elementos en determinado momento. En el caso de edificaciones hospitalarias, este nivel de desempeño contempla que el daño producido puede afectar el funcionamiento normal de equipos muy sensibles tales como tomógrafos de resonancia magnética, Rayos X entre otros. En cuanto a la vida e integridad de los ocupantes se debe mencionar que en este nivel de desempeño la vida y seguridad de los mismos está garantizado. Es importante mencionar que estos comentarios son válidos únicamente en el caso de la no interrupción de servicios que manejan material peligroso como residuos sólidos o gases tóxicos.

○ **NP-D: Amenaza:**

En este nivel de desempeño los componentes estructurales han sufrido un daño considerable que por la magnitud de este no permiten o hace inviable las reparaciones y la puesta en servicio en poco tiempo. Otra de las características de este nivel de desempeño es la interacción de daño producido en el componente no estructural y los daños acarreados debido a un mal funcionamiento sobre el sistema estructural. En términos de habitabilidad, este nivel de desempeño representa un nivel de peligro considerable a la integridad de los ocupantes.

○ **NP-E: No considerado:**

En este nivel de desempeño, el último nivel de desempeño considerado de acuerdo al ATC 40, se toma en cuenta que el daño provocado a los componentes no estructurales resulta inservible de acuerdo a la evaluación del

estado de los mismos, por lo que se considera como pérdida total, y lo único que queda es la evaluación del comportamiento estructural del sistema resistente a cargas. Evidentemente, en este estado la prestación de servicios tales como agua potable, electricidad, las comunicaciones entre otros resulta nula.

2.2.10.2. Nivel de desempeño de la edificación.

Una vez identificados los criterios de desempeño definidos y formulados por el ATC 40, pasamos a describir de manera práctica y siempre siguiendo los lineamientos de la norma citada, la correcta forma de establecer el nivel de desempeño sísmico de una edificación luego de ocurrido un sismo de gran magnitud. Es importante entender que a diferencia de la metodología implementada por el comité Vision 2000, el desempeño sísmico de una edificación aquí es una conjunción o un par ordenado entre los niveles de desempeño del sistema estructural y los niveles de desempeño de los componentes no estructurales.

2.2.10.2.1. Niveles de desempeños asociados a la edificación.

- **1-A: Operacional:**

La estructura y sus componentes no estructurales permanecen esencialmente elásticos, es decir no han sufrido ningún daño que les impida cumplir la función respectiva. En términos estructurales podrían percibirse grietas muy finas, que esencialmente están en el garaje o el recubrimiento estético de los elementos estructurales. En el caso de los componentes no estructurales no se perciben esencialmente cambios sobre su geometría, ni su funcionalidad se ve comprometida bajo ningún tipo.

En cuanto a los ocupantes, estos no pueden percibir cambios aparentes en la estructura ni en los componentes estructurales, además la integridad física de los ocupantes no se ve comprometida de ninguna manera después a la ocurrencia de un sismo. puede decirse que la edificación y sus componentes no estructurales son un lugar seguro para el hábitat y la realización de actividades humanas.

- **1-B: Inmediata ocupación:**

En este nivel de desempeño sísmico un movimiento telúrico podría haber ocasionado grietas en las columnas, vigas, o incluso en losas que representan esencialmente problemas estéticos, que pueden ser subsanados con mucha

facilidad y a costos mínimos de reparación. Todas las áreas de uso de la edificación se encuentran funcionales, por lo que no hay interrupción de los servicios que la edificación presta.

En cuanto a los componentes no estructurales, los servicios primarios tales como agua electricidad servicios electromecánicos entre otros, se encuentran totalmente funcionales; podrían sin embargo existir, daños en servicios menores como termas u otros objetos meramente arquitectónicos u ornamentales.

○ **3-C: Seguridad vital:**

Este nivel de desempeño sísmico es el contemplado en casi todas las normativas sismo resistentes a nivel mundial. Este nivel es aquel que nos dice que una edificación no debe colapsar ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud, pero si se le permite sufrir daño estructural severo, sí estamos en un nivel de seguridad vital o seguridad de vida dentro de la nomenclatura dada por el comité visión 2000.

En este nivel los componentes no estructurales se encuentran dañados parcialmente, es decir se podrían encontrar algunos servicios operativos después de la ocurrencia de un sismo, mientras que otros podrían estar fuera de servicio.

Los daños posibles a los ocupantes de la edificación, en este nivel de desempeño garantiza que la edificación no colapsara, sin embargo, el daño estructural es tal que el reforzamiento resultaría inviable tanto desde el punto de vista técnico como económico.

○ **5-E: Estabilidad estructural:**

Nivel de desempeño sísmico es el último nivel considerado dentro de la norma ATC- 40. Esta contempla un nivel de daño estructural tal que la estabilidad de la estructura está en entredicho y es imposible asegurar si esta permanecerá en pie o no después de la ocurrencia del evento sísmico principal. De hecho, en muchos casos la ocurrencia de réplicas ha provocado el desplome de la edificación. y es que como se ha mencionado anteriormente, este nivel de desempeño provoca que la degradación de rigidez y resistencia son tales que no existe una reserva adicional para garantizar la estabilidad de la misma.

Para los ocupantes, es evidentemente que este nivel de desempeño pone en riesgo severo la integridad física de los mismos, por lo que éstos deberán ser evacuados de tal estructura lo más pronto posible. En cuanto a los componentes no estructurales, se puede afirmar con total seguridad que ninguno de los

servicios básicos soportados por estos permanece operativos.

Tabla 18. Desempeño o performance sísmico de acuerdo con el ATC 40.

	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilida d Estructural	No aplicable

Nota: SEAOC Vision 2000 Committee. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California; 1995 (31).

2.2.10.3. Desempeño esperado de la edificación.

El desempeño sísmico esperado de una edificación es la forma cómo se desea que la edificación responda a la ocurrencia de un sismo previsto. Eso sí que, de acuerdo con las clasificaciones y definiciones hechas previamente, tanto por el comité Vision 2000, como por la norma ATC-40, el diseñador puede elegir el nivel de desempeño deseado para cada caso específico. Evidentemente, tal libertad debe estar dominada por la razón y la lógica, es decir, ningún diseñador podría elegir un desempeño de colapso o prevención de colapso como desempeño sísmico deseado. Los niveles de desempeño sísmico usuales van desde el operacional o completamente operacional hasta el desempeño de seguridad de vida. Surge entonces la pregunta de quién es el que define la elección de un nivel de desempeño u otro, y la respuesta típica es que el factor decisivo a la hora de elegir un nivel de desempeño u otro es siempre el factor económico. Esto es así porque construir una edificación que se comporte de manera elástica u operacional ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud puede tener un costo demasiado elevado; mientras que construir una edificación que presente daño severo ante la ocurrencia de un sismo de la misma magnitud puede resultar mucho más económico. Sin embargo, surge otra pregunta de si se puede poner en riesgo la vida de los ocupantes y la respuesta siempre es la misma, tanto en el nivel de desempeño operacional como en el nivel de desempeño de prevención de colapso o seguridad de vida, la vida de los ocupantes no está en riesgo.

La normativa peruana de diseño sísmico hace este balance, lamentablemente sin decirlo, y propone que las edificaciones comunes tengan un nivel de desempeño de seguridad de

vida, es decir un nivel de desempeño en el que la estructura pueda quedar seriamente dañada, pero que de ninguna forma ponga en riesgo la vida de sus ocupantes.

Como el lector podrá notar durante toda esta discusión se ha hablado de que uno puede elegir un nivel de desempeño sísmico para un nivel de sismo dado; sin embargo no se ha definido a quién nos referimos con un nivel de sismo dado, es así que a continuación se dan ideas claras sobre lo que es el nivel de peligro sísmico.

Decimos que el planeta tierra debido a su geotectónica dinámica se encuentra en constante movimiento; tales movimientos interactúan o hacen interactuar placas tectónicas unas contra otras acumulando grandes cantidades de energía que se liberan en determinados momentos; provocando así la liberación súbita de energía lo que conlleva a la ocurrencia de terremotos. Sin embargo, existen terremotos que tiene impactos muy variados en las edificaciones; y estas variaciones típicamente se dan debido a la cantidad de energía liberada durante el fenómeno sísmico, la distancia epicentral del emplazamiento humano al epicentro; y las condiciones de cimentación existentes en la estructura.

Vamos a considerar para la explicación dada a continuación que se tiene una edificación ubicada en un emplazamiento humano distante 1 km del epicentro, y mantendremos estas condiciones constantes para el análisis. Eso sí que si se libera una cantidad de energía en el epicentro se puede concluir que si hay mayor liberación de energía los niveles de aceleración lateral en el emplazamiento serán mucho mayores. Sin embargo, los registros sísmicos de los que se disponen muestran que estos varían mucho, y es difícil establecer una relación directa entre la cantidad de energía liberada y los mecanismos de generación de estos fenómenos por lo que se recurre a la teoría de probabilidades para establecer ciertos niveles de aceleración en el terreno en función de los periodos de exposición.

Así por ejemplo podemos decir que se tienen sismos frecuentes, sismos raros, y sismos muy raros. La norma peruana de diseño sísmico define un sismo raro como aquel que tiene una probabilidad de 10% de exceder un nivel de aceleración preestablecido.

$$T = - t / \ln (1-p)$$

Donde:

- P = nivel de probabilidad de exceder un valor dado
- T = período de exposición de la edificación analizada
- T = periodo de exposición en años.

2.2.10.3.1. Niveles de peligro de acuerdo con el comité visión 2000

Los niveles de peligro sísmico son una medida de la aceleración esperada en cierto sitio con un nivel de probabilidad establecido. De acuerdo con el comité Vision 2000 existen cuatro niveles de peligro claramente delimitados y establecidos de acuerdo con su metodología vemos que se muestran en la tabla número 19. Cómo se puede observar de esta tabla el primer nivel de peligro sísmico es el sismo frecuente. Un sismo es frecuente cuando los niveles de aceleración inducidos en una estructura son pequeños en términos probabilísticos se tiene una probabilidad de excedencia de 50% en un periodo de 30 años. A continuación, se tienen los sismos ocasionales. Estos son sismos son aquellos con niveles de aceleración de a lo sumo 1.5 m/s cuadrado con una probabilidad de 50% de ser excedidos en un periodo de exposición de 50 años. Luego se tiene un sismo raro. un sismo raro es aquel que tiene una probabilidad de 10 por ciento de existencia de aceleración lateral inducida en el terreno en un período de exposición de 50 años. De acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico, la aceleración esperada en suelo firme un suelo rígido es de 0.4. Esto se puede interpretar como que es de esperarse que un terremoto cualquiera exceda los 0.45 G de aceleración lateral en el terreno inducido en el suelo muy rígido con una probabilidad de 10% en un periodo de exposición de 50 años; es decir, de 10 terremotos ocurridos probablemente uno pueda exceder los 0.45 G esperados.

Tabla 19. Niveles de peligro establecidos en la norma comité visión 2000.

Nivel del movimiento sísmico	Período medio de retorno T (años)	Probabilidad de excedencia (p, t)
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Nota: SEAOC Vision 2000 Committee. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California; 1995 (31).

Una vez establecido el nivel de peligro sísmico y conocidos los niveles de desempeño sísmico a los que uno puede aspirar dentro del diseño, ahora queda correlacionar cuáles son los niveles de desempeño sísmico mínimos a los que se puede aspirar con ciertos niveles de peligro, y para responder a esta situación citamos nuevamente a las referencias y criterios establecidos en el comité Vision 2000. Un resumen de tales recomendaciones se muestra en la tabla número 20 presentada a continuación.

Tabla 20. Niveles de desempeño sísmicos recomendados en función de los niveles de peligro sísmico de la zona.

		Nivel de desempeño sísmico			
		Totalmente operacional	Operacional	Seguridad	Colapso
movimiento sísmico	Frecuente (T=43 años)	1	0	0	0
	Ocasional (T=72 años)	2	1	0	0
	Raro (T=475 años)	3	2	1	0
	Muy Raro (T=970 años)	-	3	2	1

Nota. 1 = instalaciones básicas; 2 = instalaciones esenciales/riesgosas; 3 = instalaciones de seguridad crítica; 0 = desempeño inaceptable. Tomado de Comartin (32).

Como se puede ver de este cuadro cuando se tienen sismos frecuentes se deseará inmediatamente que la edificación responda de manera elástica es decir que se encuentre operacional en todos los casos. Esta exigencia es bastante razonable porque nadie espera que con un sismo de baja aceleración una edificación pueda colapsar.

La segunda propuesta de diseño es para el caso de sismos ocasionales. En el caso de los sismos ocasionales está esperarse que todas las edificaciones respondan de manera elástica o totalmente operacional; sin embargo, de acuerdo con el comité Vision 2000, es igualmente razonable que el nivel de desempeño alcanzado para un nivel de peligro este pueda ser de hasta operacional; es decir, que se presentan pequeñas grietas y que probablemente haya pequeños daños que no priven de funcionalidad a los a los elementos no estructurales.

2.2.10.3.2. Método de diseño basado en desempeño según la ATC-40.

De forma análoga a lo que ocurre en el caso del método de diseño basado en desempeño del comité Vision 2000, el método de diseño basado en desempeño de la ATC- 40, también incluye una serie de criterios mínimos entre niveles de desempeño y los niveles de peligro sísmico considerados en la misma. A continuación, se muestran estos criterios claramente establecidos en la tabla 21.

Tabla 21. Nivel de desempeño esperado: criterio de seguridad básica.

Nivel de movimiento del terreno	Niveles de desempeño de la edificación			
	Operacional	Inmediata ocupación	Seguridad vital	Estabilidad estructural
Servicio (SS)				
Diseño (SD)			X	
Máximo (SM)				X

Nota. Tomado de Comartin³².

- **Sismo de servicio (SS):** Los sismos de servicio son aquellos que ocurren a menudo durante la vida útil de una edificación. Estos usualmente provocan aceleraciones laterales en la edificación muy pequeñas no superando en la mayor parte de los casos 1 m por segundo cuadrado en el suelo fundación, en términos probabilísticos son aquellos cuya aseveración puede ser excedida hasta en un 50% de los casos en un periodo de exposición de 50 o 72 años.

Se puede decir también que una edificación estará expuesta la mayor parte de su vida a este tipo de movimientos sísmicos.

- **Sismo de diseño (SD):** Los sismos de diseño son aquellos movimientos telúricos que tienen un nivel de probabilidad de 10% de ser excedidos en un periodo de exposición de aproximadamente 50 años. Los niveles de aceleración típicos a ser excedidos están alrededor de los 0.45 G. es importante aclarar que este nivel de diseño o nivel de peligro sísmico es bastante elevado y de ocurrir podría causar daños severos en las edificaciones. De hecho, las actuales normativas de diseño sísmico lo consideran como sismo base para el diseño y cálculo de estructuras.

Debido a las características y al elevado nivel de aceleración lateral esperado para este sismo, se espera que esto pueda ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la edificación, por tanto, todas las edificaciones deben diseñarse para poder tolerar este sismo.

- **Sismo máximo (SM):** El sismo máximo es aquel que tiene una probabilidad de ser excedido de apenas un 5% en un periodo de exposición de 50 años. Esto significa que una edificación probablemente nunca esté expuesta a la ocurrencia de un sismo de estas características. Por supuesto que esto no significa que esto nunca podría ocurrir lo que significa que de cien escenarios posibles en 5 de los casos tendríamos la ocurrencia de un sismo de esta magnitud. En muchas edificaciones comunes la probabilidad de ocurrencia de un sismo de estas características es muy baja por lo que muchos profesionales consideran el costo adicional de diseñar una edificación para un sismo que tal vez nunca ocurra.

Para efectos prácticos el sismo máximo es de 1.25 a 1.5 veces la intensidad y magnitud proporcionada por un sismo de diseño. De hecho, en términos prácticos el espectro de aceleraciones para un sismo máximo se obtiene multiplicando por 1.5 las ordenadas espectrales de un sismo de diseño.

2.2.11. Reforzamiento estructural

El reforzamiento estructural es un proceso que consiste en incrementar las capacidades de un sistema estructural con la finalidad de tolerar posibles incrementos de carga con la estructura existente a los verdaderos niveles de demanda sísmica que se sospecha ocurrirán en algún momento de la estructura.

Las cargas consideradas o tomadas en cuenta para evaluar la necesidad de un reforzamiento estructural o para materializarlas en un reforzamiento estructural es de naturaleza diversa, tales como las cargas inerciales inducidas por la ocurrencia de un sismo, mismas que típicamente tienen componentes laterales de gran magnitud, así como también el incremento de cargas gravitacionales debido al cambio de uso. En muchos casos también es frecuente la necesidad de reforzamiento ante la estimación o previsión de incrementos considerables de cargas laterales debidas a la ocurrencia de un viento de gran magnitud.

Conviene entonces realizar un listado pormenorizado de los casos en los que se requiere o se recomienda la realización de un reforzamiento estructural.

- Si una edificación se ha dimensionado de tal forma que la rigidez proporcionada por los elementos verticales y horizontales son insuficiente para el control de distorsiones entonces debe ser reforzada.
- Si se pretende cambiar el uso de una edificación se debe tener en cuenta los incrementos de carga existentes en el nuevo uso, de tal forma que, las nuevas secciones pueden ser estimadas y dimensionadas apropiadamente.
- El cambio de posición elementos como rampas o escaleras, las cargas inducidas en las nuevas posiciones deben ser evaluadas, y los elementos estructurales que tendrán responsabilidad de esas cargas deberán ser reforzadas apropiadamente.
- En el caso que se requiera el cambio del sistema arquitectónico de un nivel o de todos los niveles, probablemente se requerirá del reforzamiento estructural de elementos específicos o de todo el sistema estructural, este por supuesto debe ser evaluado con cuidado y de forma muy detallada.
- En el caso que se requiera agregar equipamiento o servicios diferentes a los previstos en el diseño original, tales como tanques elevados de agua, cisternas de agua o de otro tipo, sistemas de aire acondicionado de refrigeración, estos deben ser evaluadas en su integridad, tomando en cuenta no sólo las cargas

gravitacionales inducidas sino el efecto de la respuesta sísmica provocada por la incorporación de tales elementos.

2.2.11.1. Proceso de reforzamiento.

El reforzamiento estructural tiene algunas similitudes con el diseño estructural, sin embargo, existen consideraciones adicionales al diseño estructural que deben ser tomadas en cuenta en principio se debe evaluar los objetivos de desempeño deseados con el reforzamiento estructural, y los objetivos por los que se realiza el reforzamiento estructural. En definitiva, no es lo mismo reforzar por un cambio de uso que requiere incrementos de carácter habitacional considerables, que reforzar porque el sistema estructural actual no es capaz de tolerar las demandas sísmicas mínimas establecidas en los códigos de diseño. Así existe un proceso de reforzamiento recomendado en la mayor parte de los casos de reforzamiento estructural de edificaciones este proceso de reforzamiento se indica por medio de una secuencia de pasos a continuación.

- Se debe identificar con claridad los objetivos primordiales a cumplir previo a una posible acción de reforzamiento. En este caso se tendrán específicamente 2 casos cambio de uso e incremento de cargas gravitacionales, y/o adecuación de las condiciones existentes a la normativa vigente.
- En el caso de un cambio de uso con una presunta acción de incremento de cargas gravitacionales, se debe cuantificar ese incremento para la estimación de las nuevas secciones o de las secciones requeridas cumpliendo con las normativas vigentes.
- Definir las nuevas secciones gravitacionales, que deberán ser cuantificadas para verificar si la rigidez lateral es la adecuada para cumplir con los requisitos vigentes de rigidez lateral sostenidos en nuestra normativa de diseño sísmico.
- Una vez determinadas las secciones transversales cumpliendo los requisitos establecidos en los ítems anteriores, se debe dimensionar la cantidad de refuerzos requeridos en cada uno de los elementos estructurales intervenidos o los nuevos elementos estructurales adicionados.
- Establecido lo anterior, se debe diseñar el proceso constructivo más adecuado, tomando en cuenta que el reforzamiento requerido puede necesitar de la intervención de la cimentación, no sólo para el anclaje requerido del refuerzo nuevo, si no, probablemente para el incremento de la sección de la cimentación.
- Se debe de tomar en cuenta en todos los casos, la necesidad del uso de algún aditivo epóxido entre el concreto existente y el concreto nuevo.

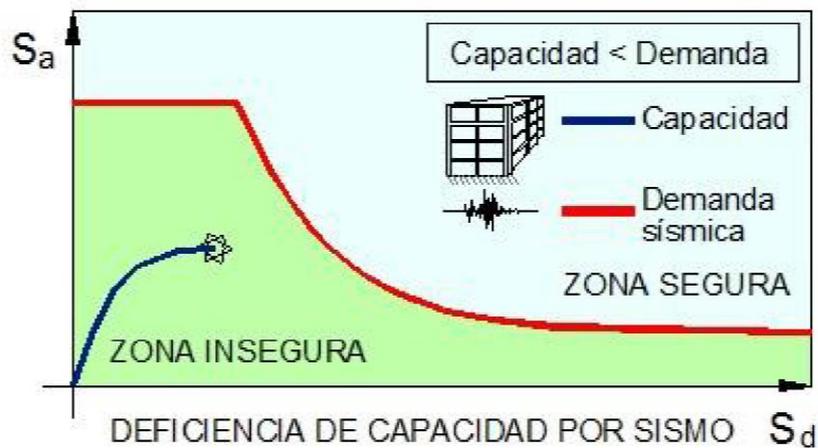


Figura 7. Cuantificación de la capacidad insuficiente ante determinados niveles de demanda sísmica. Tomada de Reforzamiento estructural. Lima: Geocon; 2014 por Proñao (33).

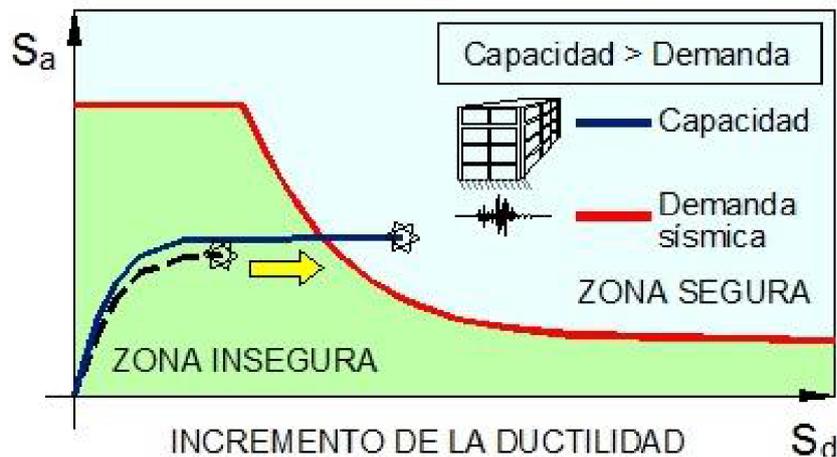


Figura 8. Mejora de las capacidades estructurales de una edificación mediante técnicas de reforzamiento. Tomada de Reforzamiento estructural. Lima: Geocon; 2014 por Proñao (33).

2.2.11.2. Estudio cuantitativo del reforzamiento estructural.

El estudio cuantitativo de los parámetros de comportamiento estructural más importantes dentro del estado del arte de la ingeniería estructural, es indispensable para garantizar y poder cuantificar de manera racional los logros alcanzados por la técnica de reforzamiento empleada. En este punto conviene aclarar ciertos conceptos referidos al comportamiento estructural básico de toda edificación, tales conceptos son por supuesto, resistencia y la rigidez lateral de la misma.

Entiéndase en este trabajo de investigación, la resistencia lateral de todo sistema o edificación como la fuerza requerida para lograr la inestabilidad de todo el sistema. En este caso cuando se habla de inestabilidad estructural nos referimos al concepto matemático de grandes deformaciones bajo ningún incremento de carga apreciable. En cuanto a la

rigidez estructural, este se define como la fuerza requerida para lograr deformaciones unitarias en el sistema estructural completo. Las definiciones que se han dado son generales y pueden ser aplicados para cualquier tipo de carga, en general, dentro de la ingeniería sísmica estamos mucho más interesados específicamente en las rigidez y resistencia laterales, las mismas que son parámetros obtenidos de la aplicación de fuerzas horizontales, típicamente inducidos por la acción de un sismo de gran magnitud.

Una edificación requerirá reforzamiento estructural sí la combinación de parámetros de comportamiento tales como, resistencia, rigidez, y capacidad de deformación, están por debajo de los parámetros requeridos o demandados por cierto nivel de demanda sísmica. Lo anterior se puede interpretar diciendo que la curva de capacidad no es capaz de cubrir el rango de demanda establecido por la curva sísmica. En la figura número 7 se muestra este concepto con claridad.

Debe quedar claramente establecido que el reforzamiento estructural no es sino un proceso en el que se incrementan tanto la rigidez como la resistencia lateral mediante el uso o incorporación de elementos estructurales adicionales o mejorando la capacidad de los elementos estructurales existentes. La mejor forma de cuantificar si la incorporación de tales elementos ha logrado el éxito deseado es mediante el montaje de la curva de capacidad y la curva de demanda sísmica. Un ejemplo claro de esto se muestra la figura 8, en esta figura se puede apreciar cómo la incorporación o mejora de las características mecánicas de los elementos estructurales existentes ha logrado un incremento notable de los parámetros estructurales de la edificación analizada logrando, ahora abastecer el nivel de demanda sísmica inicial.

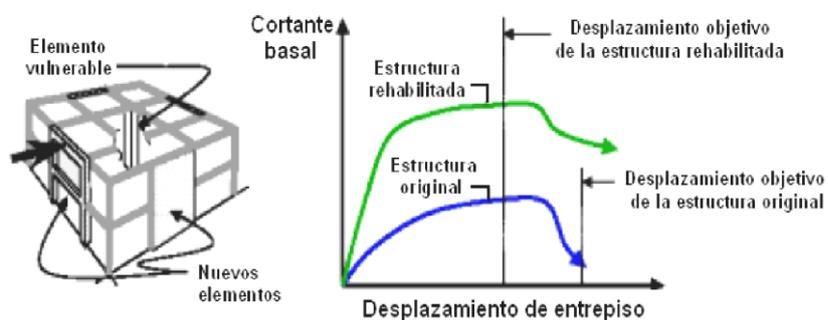


Figura 9. Mejora cuantitativa de características estructurales claves como la rigidez y la resistencia. Tomada de Rehabilitación de Estructuras de Concreto por Soto.

Las características estructurales mejoradas en una edificación deberían ser comparadas antes del reforzamiento y después del reforzamiento para poder medir de manera directa

y precisa cuáles han sido estas mejoras en términos de porcentajes u otro parámetro previamente definido dentro del estado del arte de la ingeniería estructural. En la figura número 10, se puede apreciar tal proceso comparativo entre las curvas de capacidad de la estructura original y la curva de capacidad de la estructura rehabilitada. cómo se puede apreciar con claridad el reforzamiento estructural propuesto ha logrado un incremento cuantitativo notable de todos los parámetros de comportamiento sísmico de la edificación considerada, este es en último término, el objetivo del reforzamiento estructural en edificaciones.

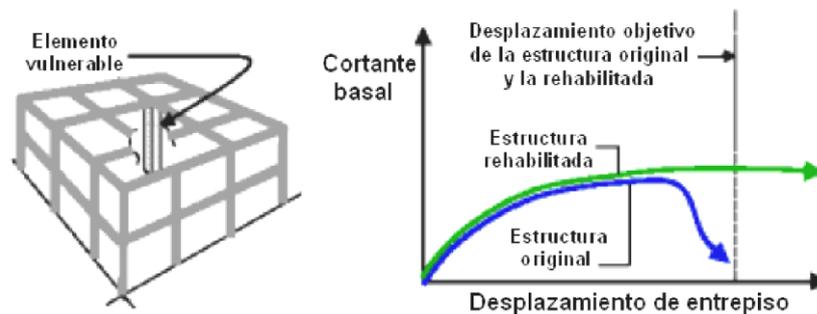


Figura 10. Mejora de las capacidades de deformación en la estructura analizada. Tomada de Rehabilitación de Estructuras de Concreto por Soto.

2.2.11.3. Técnicas de reforzamiento disponibles en la literatura científica

Un reforzamiento estructural es un proceso realizado con la finalidad de mejorar características estructurales deficientes frente a un nivel de demanda de cargas, y esto demanda de cargas puede probar de diversas fuentes tales como, movimientos sísmicos, cambio de uso en edificaciones, nuevo equipamiento a implementar, entre otros.

La idea fundamental de todo proceso de reforzamiento es implementar elementos resistentes a cargas que permitan distribuir de manera más adecuada y más uniforme los esfuerzos inducidos por la aplicación de tales cargas. Otra forma de ver el asunto puede ser la necesidad de incrementar las secciones transversales de los elementos resistentes ya disponibles en la estructura, lo que es posible mediante técnicas conocidas como encamisados de columnas.

Algunas de las técnicas de encamisados de columnas más frecuentes consisten en incrementar el área de la sección transversal de los elementos verticales, típicamente columnas de concreto armado. Es interesante e importante indicar que las secciones o formas de las secciones transversales no son completamente determinantes en la técnica de reforzamiento a usar, estas pueden tener formas diferentes e incluso arbitrarias, en la

práctica de la ingeniería estructural se han encontrado columnas rectangulares, cuadradas, en T, con forma de I, entre otros tipos. Algunas de las secciones más frecuentes en la práctica de la ingeniería estructural se muestran a continuación en la figura 11.

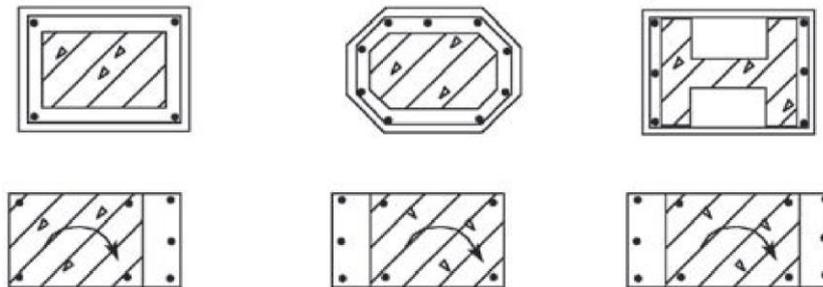


Figura 11. Reforzamiento estructural disponibles dentro de la literatura técnica. Tomada de *Retrofitting Design of Building Structures* por Xilin Lu.

Como se puede apreciar de estas figuras, las técnicas de reforzamiento, específicamente el encamisado de columnas, puede darse en una dirección, en 2 direcciones, o como se aprecia en la misma figura, puede darse en todas las direcciones. Evidentemente la decisión de qué tipo de incremento de áreas se requieren un elemento estructural o en otro, está directamente determinada por la demanda de cargas y el estado actual del elemento estructural frente a estas.

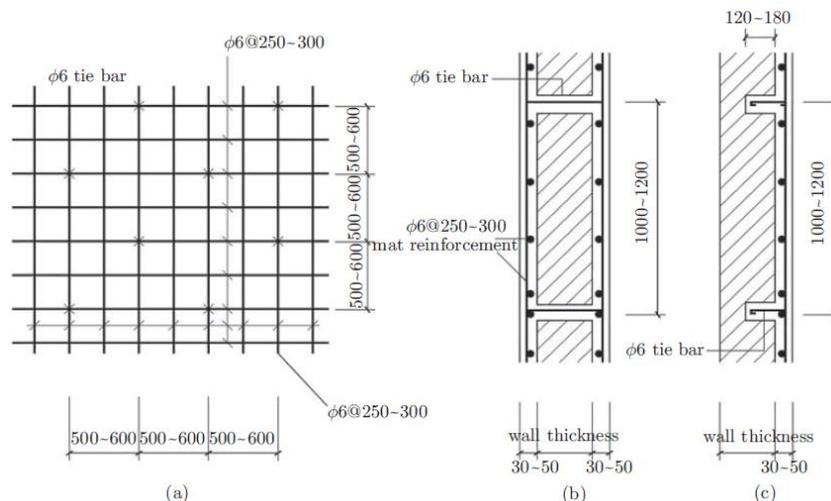


Figura 12. Uso de malla electrosoldada como año de refuerzo convencional para el incremento de la resistencia lateral en el caso de muros de concreto confinado. Tomada de *Retrofitting Design of Building Structures* por Xilin Lu.

Conviene aclarar que el reforzamiento de elementos estructurales no es exclusivo de columnas, ni siquiera es exclusivo de elementos verticales resistentes a cargas laterales y gravitacionales. El reforzamiento estructural puede darse en muros de concreto armado, en muros de albañilería confinada, y con diferentes objetivos, tales como incrementar la capacidad axial del elemento, lo que en la práctica es poco frecuente en el caso de muros de concreto armado, y en el caso de elementos de albañilería confinada, al menos en el caso peruano, es bastante frecuente, pero como se decía, el reforzamiento estructural puede estar orientado a incrementar su rigidez y resistencia lateral. Así mismo se pueden realizar reforzamientos orientados a incrementar la capacidad flexional de un elemento, nuevamente, el tipo de reforzamiento propuesto dependerá directamente de las condiciones de carga a las que esté sujeta a la estructura en el nuevo escenario contemplado. En la figura 12 se muestra, por ejemplo, el reforzamiento con malla electrosoldada de un muro de albañilería confinada típico. este muro de albañilería en general posee una resistencia lateral limitada.

2.2.11.4. Rehabilitación contra reforzamiento

La rehabilitación estructural es un proceso que consiste en devolverle las capacidades mecánicas a un elemento estructural después de que éste haya perdido las mismas o que haya disminuido considerablemente estas propiedades por la acción de un exceso de cargas o por la acción de un sismo de gran magnitud. En muchos casos la rehabilitación se da cuando se quiere poner en regla normativa una edificación existente, por tanto, los requerimientos de la rehabilitación y del reforzamiento deberían estar en función de tal normativa. A continuación, se enumeran algunas características y ejemplos las edificaciones que requieren de rehabilitación.

- Aquellas edificaciones que hayan sido construidas antes del 2013, en el caso peruano, requieren de rehabilitación y adecuación a la norma de diseño sísmica del 2003 o 2018 siendo ésta la más reciente actualización de dicha norma.
- Criterios similares se aplican al caso de otras estructuras importantes como puentes. Se deben rehabilitar y adecuar a las normativas existentes dentro del territorio nacional, y en ausencia la normativa sería de diseño de este tipo de estructuras, se recomienda su rehabilitación y adecuación a la normativa AASHTO 2018.
- Es importante también tomar en cuenta que edificaciones especiales y con alto valor y contenido histórico y cultural deben ser rehabilitados y reforzados de tal

forma que se garantice su supervivencia ante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud.

2.3. Definición de términos básicos

- **Diafragmas estructurales:** Los diafragmas son elementos horizontales con la rigidez y resistencia necesarias para poder colectar las cargas provenientes de un sismo y transmitir las a los elementos verticales.
- **Estribo de confinamiento:** Son aquellos elementos estructurales que sirven para confinar el concreto y sostener o mantener en su posición el refuerzo longitudinal de acero, típicamente deben estar dominados por un gancho sísmico estándar de 45° de acuerdo con la norma de diseño en concreto armado.
- **Elementos colectores:** Son elementos estructurales colocados con la finalidad de poder transmitir y colectar las fuerzas producidas por un sismo de gran magnitud hacia los elementos verticales resistentes como columnas, placas o muros de albañilería confinada.
- **Elementos de borde:** Los elementos de borde son aquellos elementos colocados en los extremos de un muro de concreto armado que le permitirán a los extremos del mismo incrementar de manera considerable su ductilidad y poder tolerar así las grandes deformaciones inducidas por sismos de gran magnitud.
- **Gancho sísmico:** El gancho sísmico es un elemento característico de los kilómetros de refuerzo transversal que le permite anclarse al núcleo de concreto y que cuando los niveles de acción y esfuerzos de compresión sobre el concreto sean elevados estos mantengan firmes y estables permitiendo el desarrollo de los esfuerzos de fluencia en los elementos de acero longitudinales.
- **Grapa suplementaria:** Son elementos estructurales complementarios al gancho sísmico. Complementos colocados usualmente en elementos de gran longitud como placas de concreto armado en los que el refuerzo longitudinal podría tener a pandearse o salirse del plano de acción de cargas. En este caso las grapas suplementarias permiten mantener estos elementos adheridos al concreto y mantener la capacidad de los elementos verticales.
- **Región de rótula plástica:** Regiones dentro de los elementos resistentes a cargas provenientes de sismos, típicamente elementos como vigas y columnas. Reacciones en las que los esfuerzos han sido tan elevados que han permitido la fluencia del acero de refuerzo o incluso el aplastamiento del concreto, lo que provoca zonas con una baja rigidez a la flexión y en muchos casos una baja resistencia a la misma.

- **Resistencia:** La resistencia es una característica mecánica de los elementos estructurales definida como la fuerza máxima que es capaz de tolerar sin perder estabilidad, y esta misma es definida como la capacidad de un elemento de asociar deformaciones elásticas a incrementos de fuerza representativos.
- **Ductilidad:** Los elementos estructurales definidos como la capacidad de incursionar en el rango no lineal, es decir lograr deformaciones inelásticas mucho más allá del límite elástico y sin experimentar la formación de grietas o daño que represente un problema a la estabilidad del elemento. Puede ser definido tanto para elementos estructurales como para sistemas estructurales o incluso materiales. En términos matemáticos la ductilidad se define como la razón entre el desplazamiento último demandado por una carga y el desplazamiento de fluencia del mismo.
- **Capacidad:** El concepto de capacidad es uno de los más usados y extendidos dentro de la mecánica estructural. Se define como la máxima tolerancia que un elemento estructural o sistema estructural es capaz de alcanzar antes de llegar a la falla del elemento.
- **Demanda (desplazamiento):** La demanda es una medida de los requerimientos demandados en términos de fuerzas en términos de rigidez en términos de desplazamientos de un elemento estructural o a un sistema estructural. Un sismo dado, requiere como mínimo de una estructura, visto esto en términos de fuerzas cortantes, momentos flectores, capacidad de deformación, entre otros.
- **Desempeño:** El desempeño sísmico es una medida de la forma como una estructura responde ante la acción de un conjunto de cargas externas. El concepto hace referencia a características tanto cualitativas como cuantitativas. Dentro de las características cualitativas se puede decir que el desempeño está asociado a los niveles de daño esperables dentro de una edificación. Desde un punto de vista cuantitativo, Por otro lado, se puede establecer de manera numérica y en términos de demandas de desplazamiento cuál es el estado de una edificación ante un nivel de desplazamiento exigido.
- **Aislamiento de base:** El aislamiento de base es una técnica que consiste en disminuir considerablemente la rigidez lateral de un sistema estructural, y por tanto incrementar de manera notable el periodo fundamental de la misma.
- **Aislador elastomérico:** Un aislador sísmico es un dispositivo mecánico que permite disminuir considerablemente la rigidez lateral de un sistema estructural y desacoplarlo de manera radical de su sistema de cimentación. Típicamente estos aisladores se hacen de caucho o algún material elastomérico que cumpla la misma

función. Es importante tener en cuenta qué tal material elastomérico deberá tener un elevado nivel de resistencia axial ya que los aisladores sísmicos soportan todo el peso de la superestructura y por tanto las deformaciones asociadas deben ser lo más pequeños posibles.

- **Aislador de fricción:** Al igual que el caso de los aisladores elastoméricos, un aislador de fricción no es otra cosa que un aislador basado en la fricción de algunos metales. En la práctica moderna de la ingeniería estructural existen numerosos tipos de aisladores de fricción siendo los más comunes los aisladores de fricción de una sola superficie, los aisladores de doble superficie de fricción o doble péndulo de fricción, y más recientemente los aisladores de triple péndulo de fricción. Al igual que los aisladores eléctricos la función principal de este tipo de dispositivos es desacoplar la superestructura del suelo para lograr transmisiones de carga lateral mínimas.
- **Sismo de diseño (SD):** Como ya se ha mencionado a lo largo del desarrollo de este trabajo de investigación un sismo de diseño es aquel sismo consecuente con el sismo establecido en la norma peruana de diseño sísmico. En términos probabilísticos, un sismo de diseño es aquel sismo que tiene una probabilidad de 10% de exceder el nivel de aceleración establecido en un período de exposición de 50 años.

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

3.1. Métodos y alcance de la investigación

3.1.1. Método general

El método de investigación aplicado en este trabajo es el hipotético-deductivo debido a que se realizará la verificación de la hipótesis (36) con la predicción del comportamiento sísmico por modelos de comportamiento lineal y no lineal. De la misma forma, la predicción de las técnicas de reforzamiento se basará en predicciones de comportamiento a partir de modelos de comportamiento establecidos.

3.1.2. Alcance de la investigación

3.1.2.1. Tipo de investigación.

De acuerdo con su propósito, la presente investigación pretende resolver una problemática existente usando el estado del arte del conocimiento existente, como el RNE; estudios previos y/o normas internacionales. Por esa razón, la presente es una investigación de tipo aplicada (37).

3.1.2.2. Nivel de la investigación.

El presente trabajo pretende establecer que tiene la técnica de reforzamiento para el desempeño sísmico de la estructura analizada. Por esa razón, esta tesis es una investigación descriptiva. (37, 38).

3.2. Diseño de la investigación

De acuerdo con Hernández et al. (36), la investigación, por su naturaleza, es no experimental transeccional correlacional de carácter descriptiva explicativa, debido a que se realizará la comparación del estado actual de la estructura respecto al estado final tras el reforzamiento estructural, con explicación y descripción del proceso y sus características hasta llegar a la conclusión final.

3.3. Población y muestra

3.3.1. Población

La población está compuesta por varias unidades de análisis. La unidad de análisis es el ente del cual se desea obtener información muy significativa e importante para una

investigación y también conclusiones. La unidad de análisis es el paso previo a la definición de la población de estudio (36).

Según la definición presentada, y de acuerdo con los objetivos de este trabajo de investigación, la unidad de análisis es el pabellón de la Facultad de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín, considerando sus condiciones de sitio específicas, como por ejemplo la capacidad portante del suelo, la forma de la edificación, la cantidad de niveles y el uso de la edificación, etc.

Por lo tanto, de acuerdo con lo expuesto anteriormente, se tiene que la población de estudio de este trabajo de investigación está conformada por el pabellón de la Facultad de Ingeniería Industrial de la UNSA, siendo esta una población unitaria.

3.3.2. Muestra

De acuerdo con Hernández (36), la muestra es un subconjunto de la población, tomada en principio por la dificultad que provoca el estudio de todas y cada una de las unidades de análisis disponibles en la población. Si la población tuviera un número pequeño o manejable de unidades de análisis, sería posible estudiar todas y cada una de ellas, por lo que no se requeriría un proceso de muestreo.

Debido a lo comentado, y teniendo en consideración que la población es unitaria, se concluye que la muestra coincide con la población.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

3.4.1. Técnicas e instrumentos de investigación

Las técnicas empleadas para la realización del presente trabajo de investigación se enumeran en orden secuencial, a continuación, según la propuesta de Hernández (36).

3.4.1.1. Técnicas.

- **Observación:** Con esta técnica se puede obtener información de campo como la descripción del estado actual de la estructura, extracción de medidas y muestras, etc., que luego de una evaluación podrá hacerse conclusiones que será usada luego en la investigación (36).
- **Investigación documentaria:** Esta técnica permite obtener información de la estructura analizada mediante el estudio de los planos de diseño y construcción (36).
- **Técnica de investigación de campo:** Esta técnica es muy usual dentro de la ingeniería civil, pues permite obtener información de primera mano o nivel. Para esto,

se deben tomar muestras del objeto de estudio para su posterior análisis en los laboratorios³⁶.

- **Técnica del modelado computacional:** Esta técnica de investigación permite simular las condiciones existentes de una estructura completa, las cargas externas y las condiciones de apoyo o usando terminología de cálculo variacional o condiciones de borde. Todo este proceso se hace mediante la aplicación de modelos matemáticos que tomen en cuenta en su formulación las condiciones del problema de interés³⁶.

3.4.1.2. Instrumentos.

El instrumento de investigación necesario para aplicar las técnicas de análisis descritas anteriormente son las siguientes.

3.4.1.2.1. Procedimiento de recolección de datos, cálculo y verificación para el pabellón de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.

Se inicia con los formatos de recolección de datos en campo, tanto de los planos existentes como de los datos que se obtienen de la visita campo (secciones de columnas, etc.). Luego, se verificarán las fórmulas de diseño, la demanda flexional; tras ello, se utilizará un modelo matemático para comprobar la hipótesis propuesta. Por último, con las siguientes herramientas, se evaluarán los datos y los resultados durante el proceso de diseño (véase el Anexo 1):

- **AutoCAD:** *Software* que permite la digitalización de los planos obtenidos en formatos físicos.
- **Diamantina:** Ensayo que permitirá extraer núcleos de concreto para verificar la resistencia de este en la edificación existente.
- **ETABS:** *Software* de análisis no lineal de estructuras. Permite el modelamiento de problemas de mecánica estructural bajo las ecuaciones de movimiento. Cuenta además con poderosos *solvers* que permiten la solución de sistemas con miles de grados de libertad en tiempo récord.

3.4.2. Validez de instrumentos de investigación

De acuerdo con Hernández (36), la validez de un instrumento de investigación es un parámetro que evalúa si este realmente calcula lo que se desea medir. Para este caso, se usará el coeficiente de Aiken (39), el cual valora las características relevantes de un instrumento de investigación. Este coeficiente puede tener valores entre 0 y 1

determinando con uno la validez y cero la invalidez de la herramienta, lo cual coincide con la opinión de expertos consultados. A continuación, en la Tabla 22, se presenta información de los peritos consultados:

Tabla 22. Información de profesionales evaluadores

Expertos	Nombre y Apellidos	Profesión	Colegiatura	Experiencia profesional
1	Edén Ángel Capcha Molina	Ingeniero civil	221349	Ingeniero estructural en la empresa JNR y docente en la Universidad Nacional de Ingeniería.
2	Karol Elizabeth Sáenz Castro	Ingeniera civil	194469	Ingeniera jefa de proyecto en el CC. Larcomar e Ingeniera residente en la empresa Ayasta Ingenieros.
3	Ritzzy Tutty Nieto Lovón	Ingeniera civil	169188	Ingeniera residente de Obra en la empresa C.C.G.E.M. SAC.

Luego de realizar la presentación del instrumento (véase el Anexo A) a los ingenieros seleccionados, se procedió a revisar el cuadro de puntuación para los diferentes aspectos a analizar. Esto se muestra en la Tabla 23.

Tabla 23. Cuadro de valores de validación

Valores	Descripción
0	Deficiente
1	Regular
2	Bueno
3	Excelente

Nota. Tomado de Aiken³⁹.

Posterior a la valoración de los expertos, se aplicó la siguiente fórmula para definir el valor del coeficiente de Aiken:

$$V = \frac{S}{n(c - 1)}$$

Donde:

- S = Suma de acuerdos.
- N = Número de expertos.
- C = Número de valores en la escala de valoración c = 4.

Los valores por interpretar se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24. Tabla de interpretación de los valores de Aiken

V Aiken	Interpretación
0.00 - 0.79	Débil
0.80 - 0.89	Aceptable
0.90 - 1.00	Fuerte

Nota. Tomada de Aiken³⁹.

A continuación, en la Tabla 25 se presenta el resumen de las valoraciones de los tres expertos consultados.

Tabla 25. Resumen de evaluación del instrumento

Ítem	Expertos			Suma de acuerdos totales (S)	V Aiken	Descripción
	1	2	3			
1	3	3	3	9	1	Fuerte
2	3	3	3	9	1	Fuerte
3	3	3	3	9	1	Fuerte
4	3	3	3	9	1	Fuerte
5	3	3	3	9	1	Fuerte
6	3	3	3	9	1	Fuerte
7	3	3	3	9	1	Fuerte
8	3	3	2	8	0.89	Aceptable
9	3	3	3	9	1	Fuerte
10	3	3	3	9	1	Fuerte
Promedio					0.99	Fuerte

Según lo observado en la Tabla 25, el ítem 8 es considerado por un experto como bueno; y según la interpretación de Aiken, es aceptable. Por otro lado, todos los expertos consideraron que el instrumento presentado es fuerte.

3.4.3. Procedimientos para la recolección de datos

Se revisará la documentación existente con el fin de obtener datos reales y confiables, para definir el trabajo a realizar, así como objetivos, hipótesis y variables, ajustándolos a la realidad en la que se va a desarrollar la investigación. Los datos obtenidos se procesarán mediante con el *software* de análisis sísmico ETABS.

3.4.3.1. Recolección de datos sobre la estructura.

La recolección de datos necesarios sobre la estructura analizada se realizará de dos formas: mediante la revisión de planos de estructuras existentes (como el que se muestra en la Figura 14); y mediante el levantamiento de información de la estructura in situ, como la toma de medidas que dan cuenta los puntos siguientes.

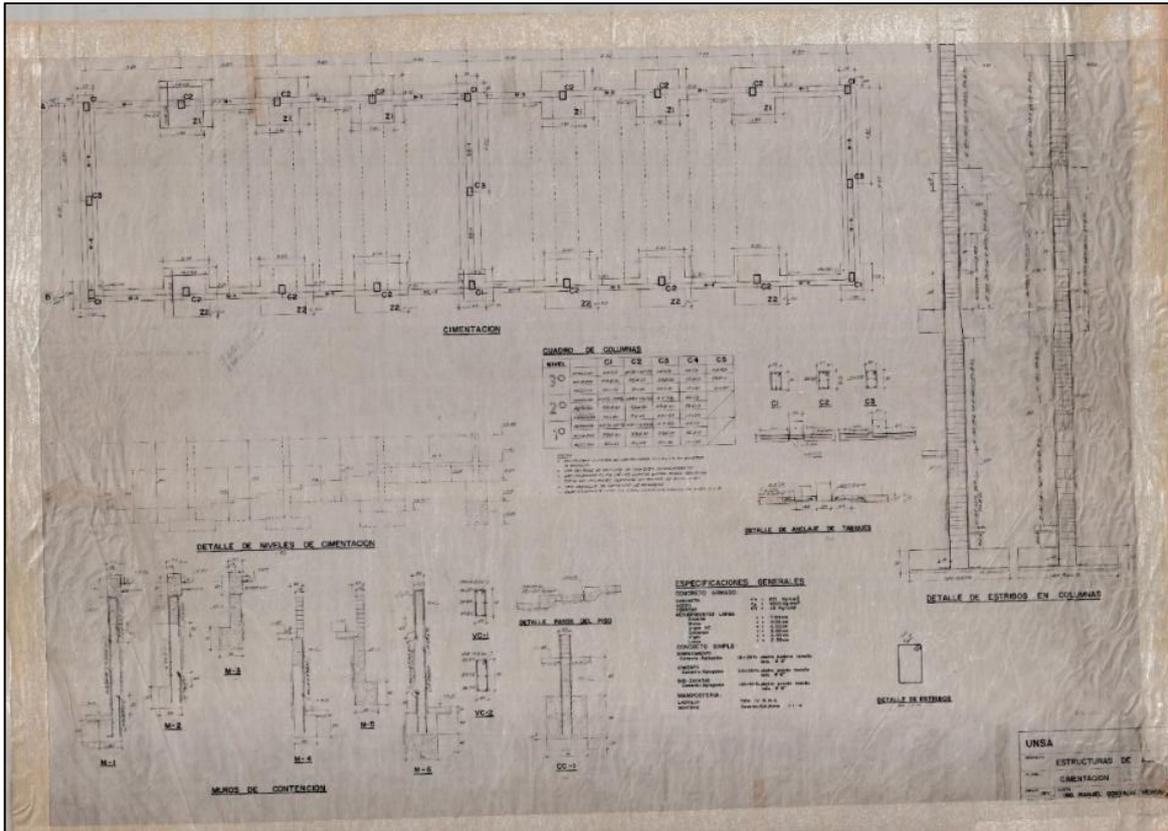


Figura 13. Planos estructurales de la edificación analizada en físico.

3.4.3.2. Ensayo de Compresión de muestras cilíndricas.

El ensayo se realizará en tres columnas de la estructura, en el primer piso; y dos columnas de la estructura, en el segundo piso. El proceso seguido fue el siguiente:

1. Se elige el elemento estructural del que se desea obtener información.
2. Se coloca el taladro de diamantina para la extracción de núcleos (véase la Figura 14).
3. Se realizará el ensayo de compresión de las muestras extraídas.
4. Estos datos obtenidos en campo se llevarán a un gabinete para su respectivo análisis y proceso dentro del cálculo y evaluación estructural.



Figura 14. Evaluación del concreto mediante diamantina.

CAPÍTULO IV. RESULTADOS

4.1. Resultados del tratamiento y análisis de la información

4.1.1. Evaluación de la estructura

A continuación, se muestran las figuras 16 y 17 que corresponden a imágenes de la estructura a analizar: el frontis de la Facultad de Ingeniería Industrial. Es importante aclarar que en el contexto en que se vive por la COVID-19 y por tanto en el que se ha desarrollado el presente trabajo de investigación, no es posible recurrir a fotografías actuales ni ingresar al campus de la universidad, por lo que consignan fotografías tomadas previo a la pandemia.



Figura 15. Vista lateral derecha frontal de la estructura de interés.



Figura 16. Vista frontal izquierda de la estructura analizada.

La estructura se ubica en el interior del campus de la Universidad Nacional de San Agustín, tal como se observa en la Figura 18.



Figura 17. Ubicación de la Universidad Nacional de San Agustín.
Tomada de Google Earth.

Aun así, se considera que esto no es un gran problema, puesto que el sistema estructural y las condiciones de cimentación que existen ahí no se ha visto modificadas por la ocurrencia de la pandemia. De las imágenes se puede apreciar que se trata de una edificación de tres niveles con un sistema estructural típico de centros educativos; es decir, una edificación en la que existen pórticos en la dirección longitudinal y muros de albañilería confinada en la dirección transversal.

De acuerdo con esta tipología estructural y de opiniones de expertos, como San Bartolomé (40) y otros, este tipo de sistema estructural posee como característica fundamental la elevada rigidez lateral en la dirección de los muros de albañilería, mientras que en la dirección de los pórticos de concreto armado, se presenta una rigidez mucho menor. Esto, al ser comparado con la rigidez transversal, podría dar origen a fenómenos como rigidez torsional en planta considerable, por lo que es una condición que deberá evaluarse.

Otro aspecto importante por tener en cuenta es que la estructura se encuentra desligada de la estructura de escaleras, por lo que será posible el modelamiento de esta parte de la

edificación, en forma aislada. Esto no siempre es así, pero en este caso específico, sí, ya que existen una junta sísmica entre la escalera y la estructura principal.

Es importante notar también que existen muros bajos entre las columnas de pórticos de la estructura; sin embargo, conviene aclarar que estos están separados de los pórticos, ya que existen juntas de más de una pulgada, por lo que no se espera la ocurrencia del fenómeno denominado columna corta.

En las figuras 18, 19, 20 y 21 se muestran los planos en planta de la estructura analizada, así como los encofrados del primer, segundo y tercer piso. En este punto, conviene aclarar que los planos presentados fueron digitalizados usando el *software* AutoCAD. Esto se hizo así, ya que los planos disponibles estaban en impresos y, por su antigüedad, habían sido hechos a mano.

La inspección de los planos de estructuras reveló que las columnas tienen dimensiones típicas de 25 cm de base por 45 cm de altura; asimismo, se encontraron columnas con una base de 30 cm y 45 cm de altura, según una inspección realizada antes de la pandemia (véase el Anexo C).

4.1.2. Análisis lineal

En esta sección se muestra el proceso de análisis seguido para llegar a conclusiones validas sobre la respuesta sísmica de la estructura analizada.

4.1.2.1. Definición de los materiales.

De acuerdo con los resultados del muestreo realizado, en las figuras 22 y 23 se presentan la definición de los materiales y secciones.

4.1.3. Definición de las secciones transversales

En la Figura 24 se muestra las secciones transversales de las columnas presentes en el proyecto estructural analizado.

4.1.4. Definición de las cargas gravitacionales

4.1.4.1. Cargas muertas.

En las figuras 25 y 26 se muestran las cargas muertas y vivas consideradas en el análisis, de acuerdo con la norma de cargas E-020 y las cargas vivas.

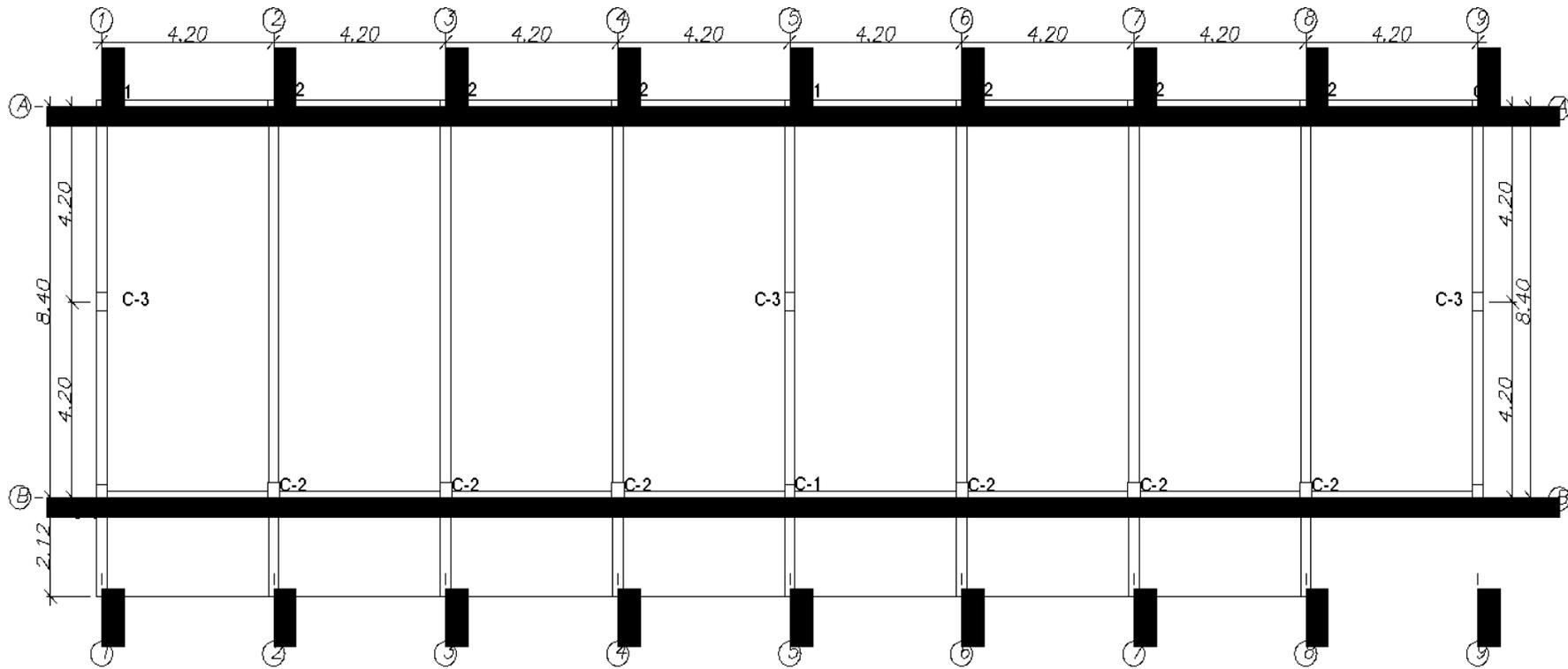


Figura 19. Vista en planta de los encofrados del primer nivel.

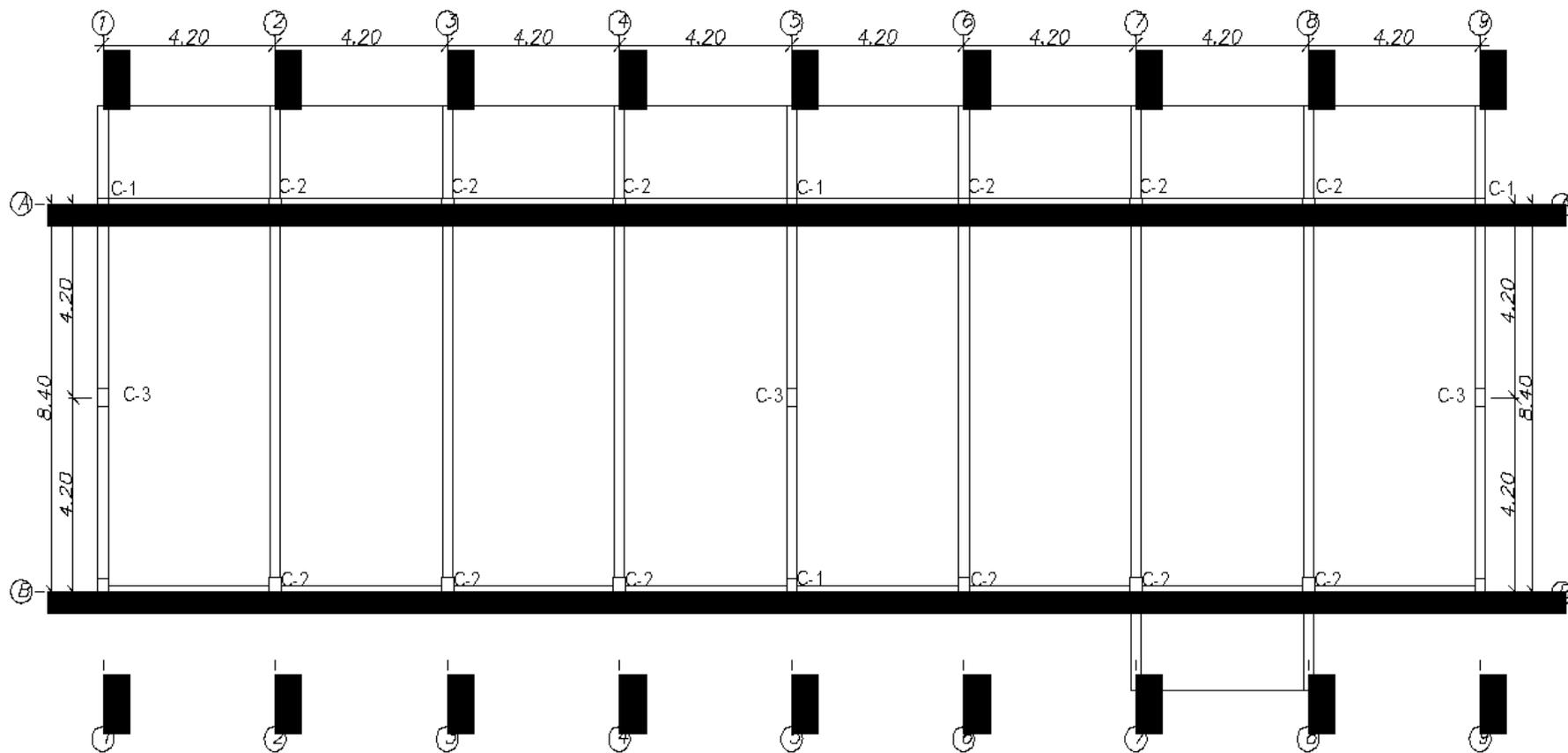


Figura 20. Vista en planta de los encofrados del segundo nivel.

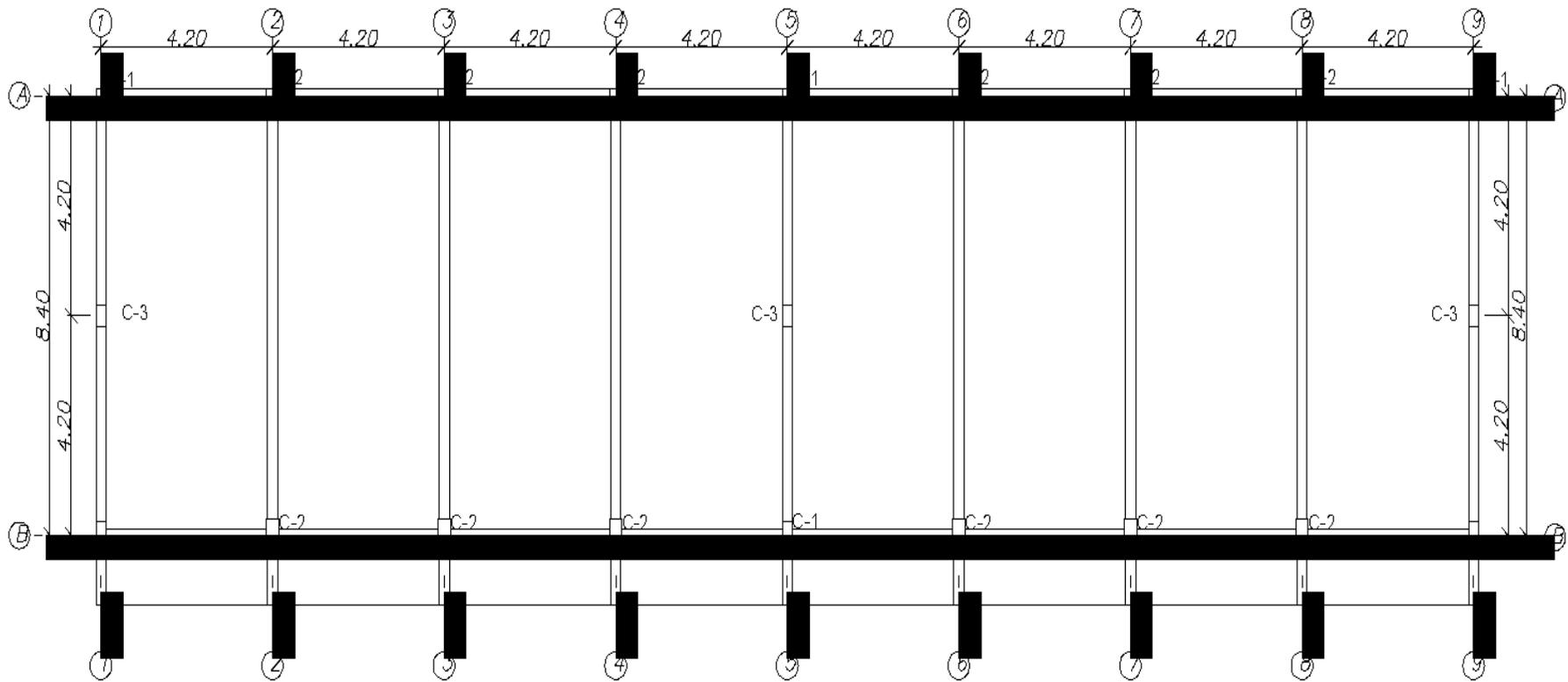


Figura 21. Vista en planta de los encofrados del tercer nivel.

General Data	
Material Name	3000Psi
Material Type	Concrete
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2402.77 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	0.245 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	2194996.45 tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000099 1/C
Shear Modulus, G	914581.85 tonf/m ²

Figura 22. Colocación de las propiedades del concreto presente en la edificación analizada.

General Data	
Material Name	Albañilería
Material Type	Masonry
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...
Material Weight and Mass	
<input checked="" type="radio"/> Specify Weight Density	<input type="radio"/> Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	1600 kgf/m ³
Mass per Unit Volume	0.163 tonf-s ² /m ⁴
Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	248000 tonf/m ²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000081 1/C
Shear Modulus, G	103333.33 tonf/m ²

Figura 23. Ingreso de las propiedades de la albañilería encontradas en este estudio.

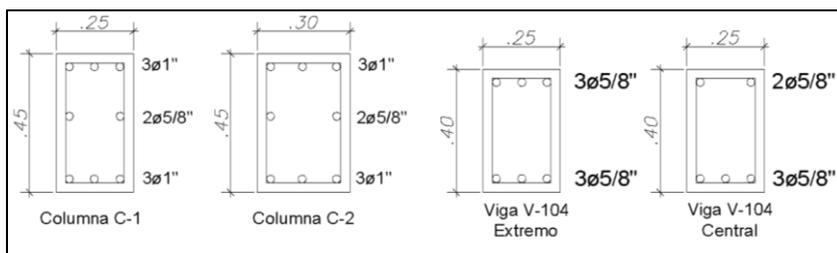


Figura 24. Dimensiones de las columnas y vigas típicas presentes en la estructura analizada.

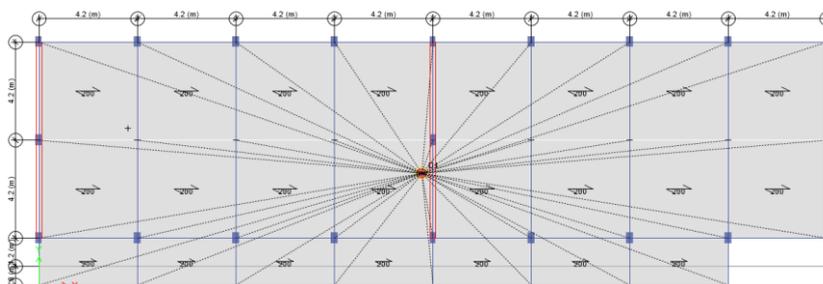


Figura 25. Aplicación de los pesos provocados por las cargas de acabados y tabiquería móvil.

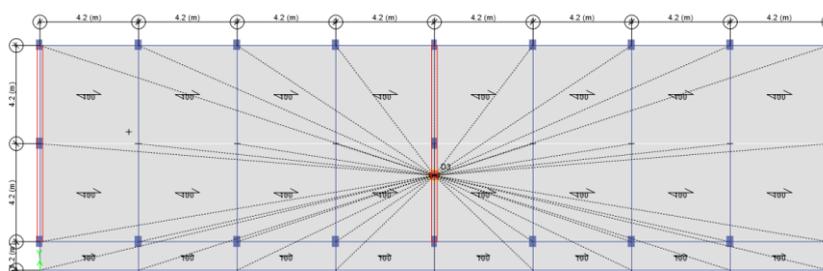


Figura 26. Aplicación de las cargas muertas actuantes en la azotea de la edificación.

4.1.4.2. Cargas vivas.

Las cargas vivas consideradas son las establecidas en la norma pertinente, es decir, la norma peruana de cargas E-020. En este sentido, las cargas típicas en edificaciones educativas están en el orden de los 300 kg/m² (véase la Figura 27).

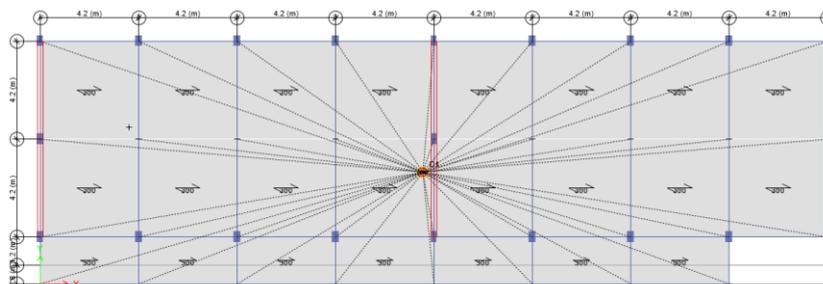


Figura 27. Cargas vivas presentes en piso típico.

Finalmente, se considera las cargas vivas de la azotea o techo. En este caso, el valor es el normativo de 100 kg/m^2 (véase la Figura 28).

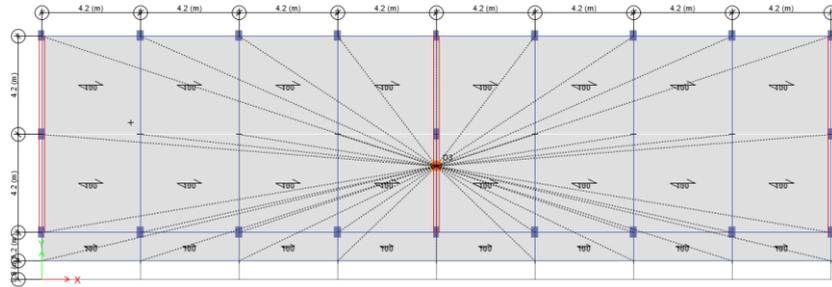


Figura 28. Cargas vivas presentes en azotea.

4.1.5. Definición del modelo matemático

El modelo matemático considerado está basado en elementos *frame* y *shell*, tanto en muros como losas. En la Figura 29 se muestra el modelo usado.

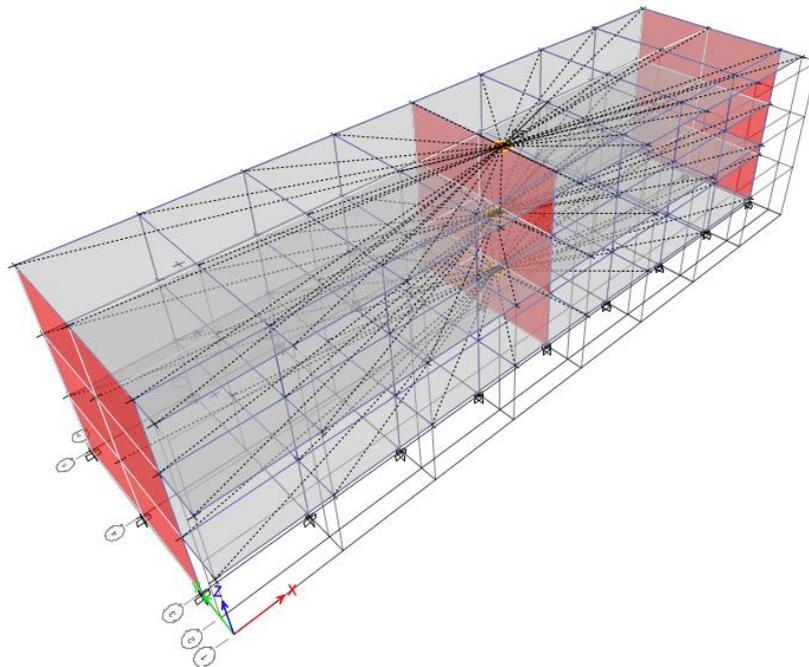


Figura 29. Vista tridimensional del modelo analizado.

4.1.6. Análisis modal espectral

El análisis modal muestra información sobre las formas básicas de vibrar. En este sentido estas formas determinan la respuesta sísmica de la estructura analizada (véase la Figura 31).

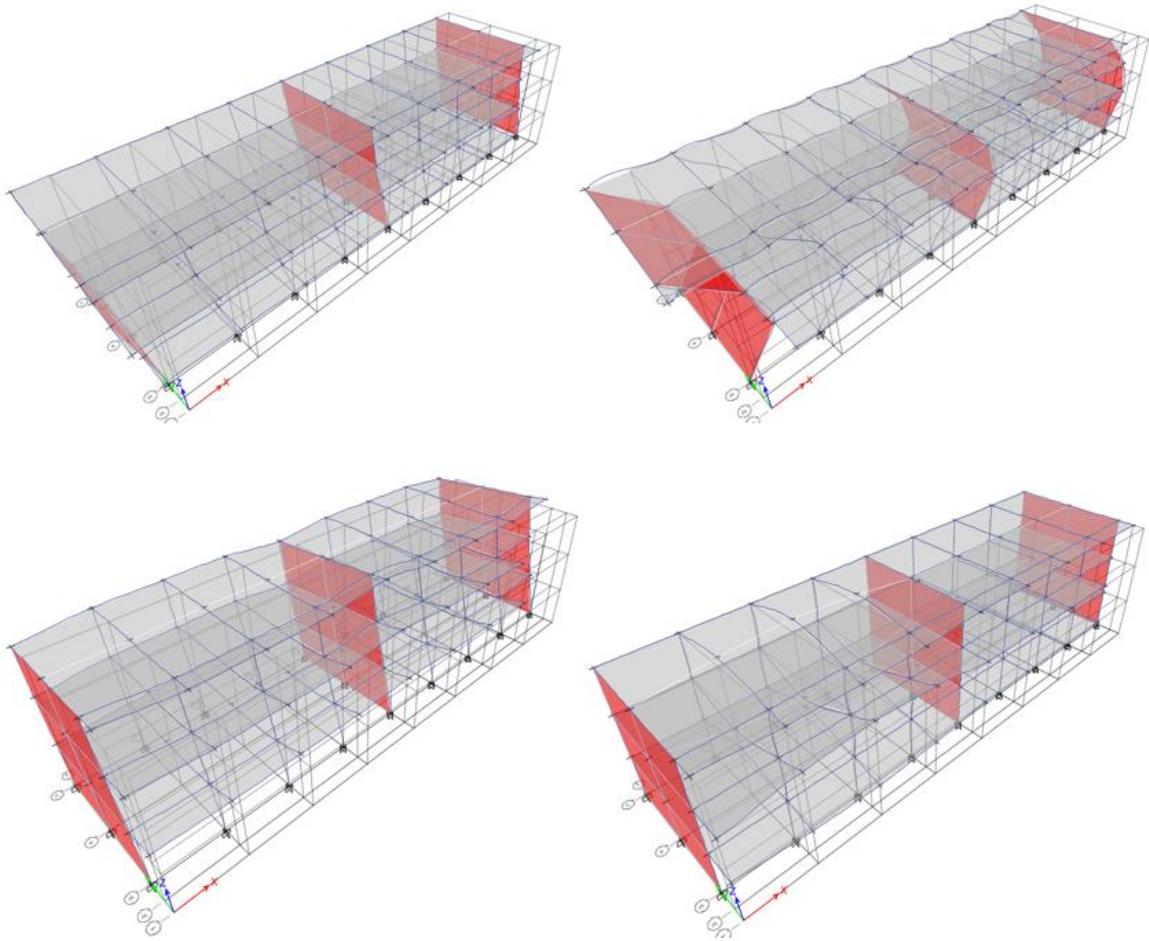


Figura 30. Análisis de las primeras formas de modo encontradas en la estructura.

En la Tabla 26 se muestra un resumen de las formas de modo encontradas en la estructura analizada; además, un resumen de los periodos asociados.

Tabla 26. Resumen de las características dinámicas y formas modales

Modo	Periodo s	Frecuencia cyc/s	Frecuencia circular rad/s	Eigenvalores rad ² /s ²
1	0.742	1.348	8.47	71.75
2	0.244	4.102	25.77	664.23
3	0.175	5.705	35.84	1284.68
4	0.153	6.520	40.96	1678.04
5	0.153	6.534	41.06	1685.69
6	0.151	6.610	41.53	1724.87
7	0.151	6.619	41.59	1729.70
8	0.150	6.655	41.82	1748.51
9	0.149	6.716	42.20	1780.83
10	0.148	6.743	42.37	1795.05
11	0.141	7.070	44.42	1973.12
12	0.140	7.119	44.73	2000.52

4.1.7. Definición de la demanda sísmica

La demanda sísmica es una medida de las aceleraciones del suelo esperadas durante la ocurrencia de un sismo de gran magnitud. Este último, usualmente viene definido por medio de un espectro de aceleración. En el caso peruano, la demanda sísmica se puede obtener mediante la definición de los parámetros sísmicos. En el punto siguiente, se establece el resultado de la aplicación de la norma peruana.

4.1.7.1. Pórticos de concreto armado.

Tabla 27. Parámetros sísmicos para pórticos de concreto armado.

Z	0.35	Factor de zona
S	1.15	Factor de suelo
T_p	0.60	Periodo corto
T_l	2	Periodo largo
U	1.50	Factor de uso
R_o	8	Factor de reducción básico
I_a	1	Irregularidad en altura
I_p	1	Irregularidad en planta
R	8	Factor de reducción $R = R_o, I_a, I_p$

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.020 Cargas (19).

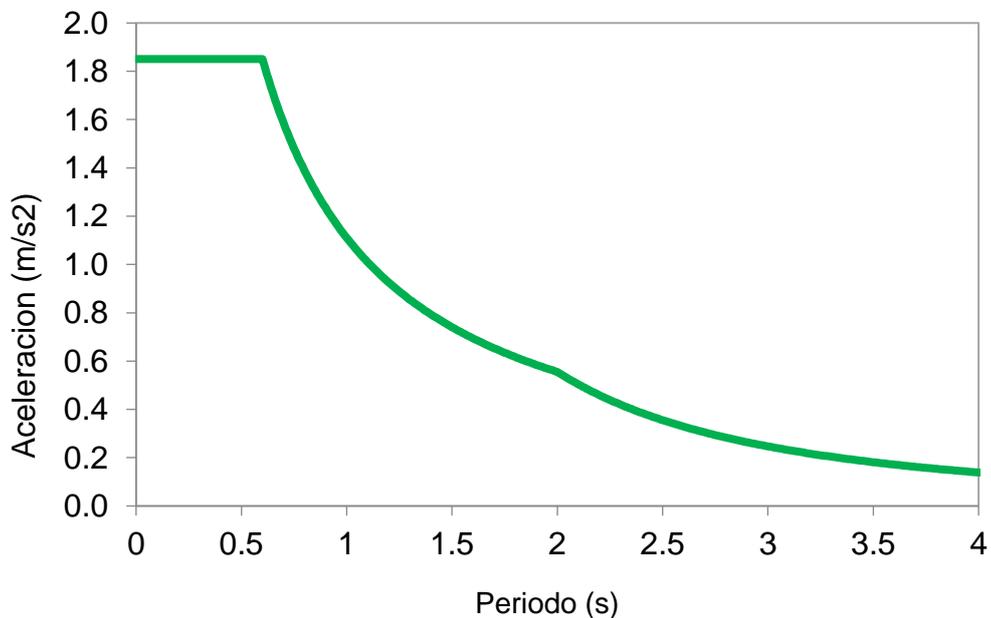


Figura 31. Espectro de aceleraciones para el casos de los pórticos de concreto armado. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.020 Cargas (19).

4.1.7.2. Albañilería confinada.

Debido a que se tienen dos sistemas estructurales evidentes, es necesario definir un espectro de aceleraciones especial para el caso de la albañilería confinada. En la Tabla 28 y la Figura 32 se muestran los parámetros sísmicos considerados, y el espectro resultante.

Tabla 28. Parámetros sísmicos para la albañilería confinada

Z	0.35	Factor de zona
S	1.15	Factor de suelo
Tp	0.60	Periodo corto
Tl	2	Periodo largo
U	1.50	Factor de uso
Ro	3	Factor de reducción básico
la	1	Irregularidad en altura
lp	1	Irregularidad en planta
R	3	Factor de reducción R = Ro, la, lb

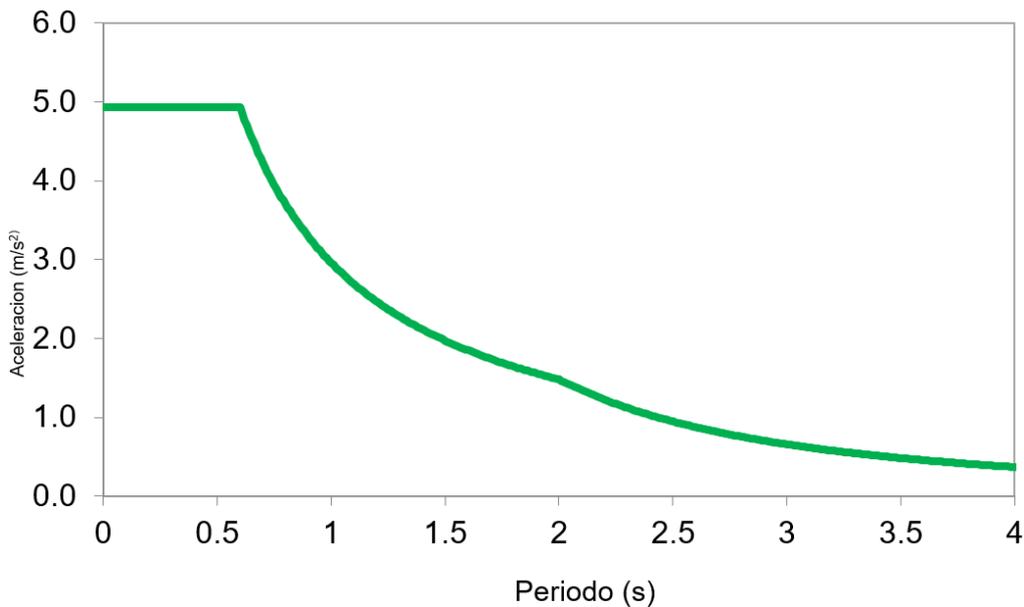


Figura 32. Definición de la función espectral para la estructura analizada.

4.1.8. Definición del sistema estructural

Consiste en la verificación de la distribución de fuerzas cortantes que son absorbidos, tanto por los pórticos como por la albañilería (véase la Figura 34).

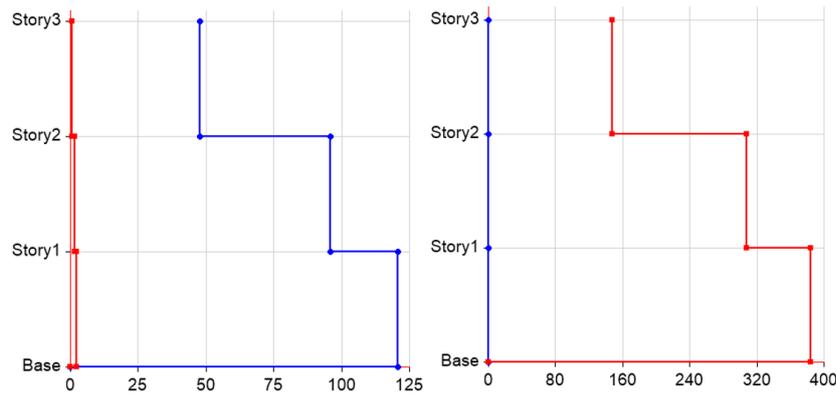


Figura 33. Fuerzas cortantes en direcciones X e Y.

En la Figura 33 se pudo observar que la cortante dinámica total, tanto en la dirección X como en la dirección Y, tuvo valores de 123 t y 390 t, respectivamente. Resulta evidente que los resultados encontrados muestran la existencia de dos sistemas estructurales diferentes; en este caso, en pórticos y muros de albañilería.

4.1.9. Definición del factor de reducción

De la parte de parámetros sísmicos en pórticos de concreto armado y albañilería confinada se obtuvo los valores de los factores básicos de reducción, de reducción, de irregularidad en altura, de irregularidad en planta, que van como sigue:

$$R = I_a, I_b, R_o$$

$$I_a = 1$$

$$I_b = 1$$

$$R_x = 8$$

$$R_y = 3$$

4.1.10. Cuantificación y evaluación de la estructura a nivel de rigidez

El cálculo de la rigidez se realizó con el *software* ETABS del sistema, con el que se obtuvo los valores presentados en la Tabla 29 y en la Figura 34.

Tabla 29. Rigidez de la estructura sin reforzamiento

TABLE: Story Response				
Story	Elevation	Location	X-Dir	Y-Dir
	M		tonf/m	tonf/m
Story 3	9	Top	7582.30652	0
Story 2	6	Top	8537.9359	0
Story 1	3	Top	12334.4059	0
Base	0	Top	0	0

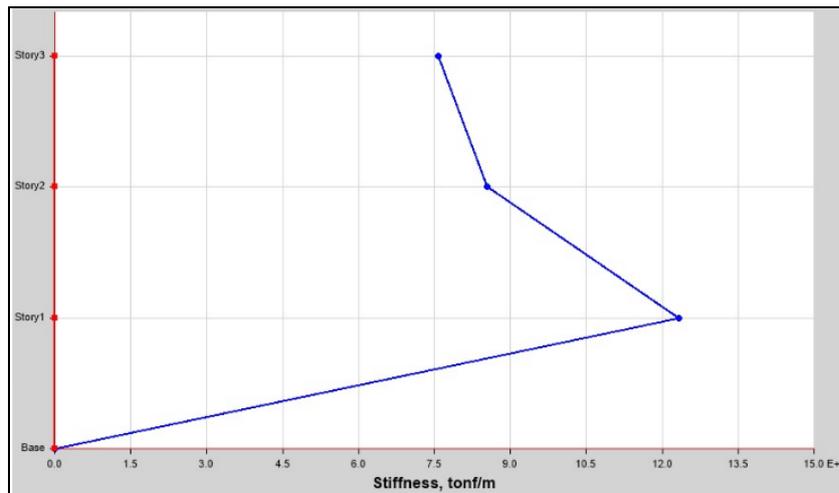


Figura 34. Rigidez del sistema sin reforzamiento.

También se evaluó el sistema estructural con las máximas distorsiones laterales encontradas debido a la acción sísmica. Los resultados del análisis sísmico encontrados se muestran en la Tabla 30.

Tabla 30. Distorsiones de entrepiso de la estructura analizada.

Story	Elevation	Sx		Sy	
		X-Dir	Y-Dir	X-Dir	Y-Dir
	m				
Story 3	9	0.016816	0.0001	0	0.001564
Story 2	6	0.029985	0.00016	0.000111	0.002196
Story 1	3	0.026125	0.000167	0	0.002056
Base	0	0	0	0	0

Como puede verse en la Figura 36, las máximas distorsiones laterales encontradas fueron de 30/1000, en dirección X; y 2.3/1000, en dirección Y. Está claro que el pórtico en dirección X resultó ser muy flexible.

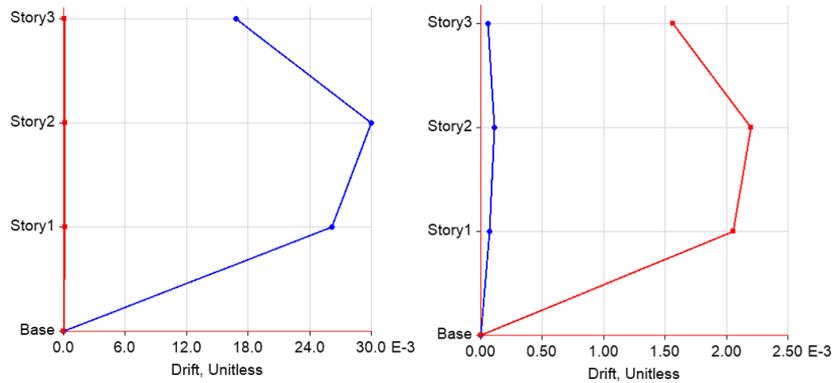


Figura 35. Deformaciones laterales en términos de distorsiones para las direcciones X e Y.

4.1.11. Desempeño sísmico de la edificación analizada

4.1.11.1. Acero.

- Módulo de elasticidad: $E = 2.1 (10)^6 \text{ kg/cm}^2$
- Fluencia del acero estructural: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Última deformación tolerada por el acero: $\epsilon_y = 0.0021$

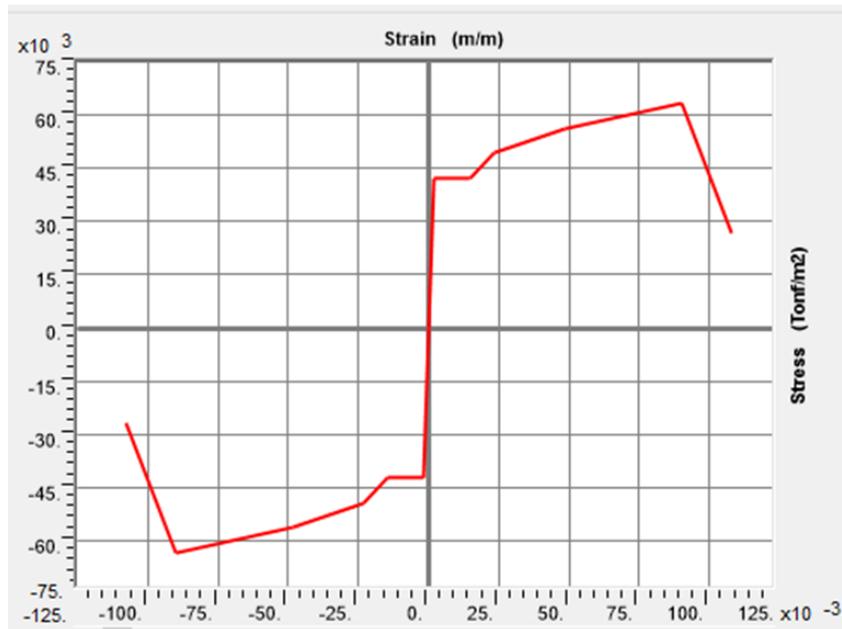


Figura 36. Curva de comportamiento de esfuerzo y deformación del acero.

En la Figura 36 se observa la curva de comportamiento del acero, en cuyo segundo cuadrante está el comportamiento del acero en tensión; mientras que el tercero representa el comportamiento del acero a compresión, verificándose que casi tienen simetría.

4.1.11.2. Concreto.

- Resistencia a la compresión: $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la tracción: $f_t = 30 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad: $E = 15000 \sqrt{f_c} = 217370 \text{ t/m}^2$

En la Figura 37 se observa la curva de comportamiento del concreto que, en el segundo cuadrante, da cuenta de la existencia de tensión con poca resistencia; mientras que en el tercer cuadrante, funciona muy a compresión, con un pico con el valor de $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$. Esto indica que dicho material no tiene simetría en la parte de compresión y tensión.

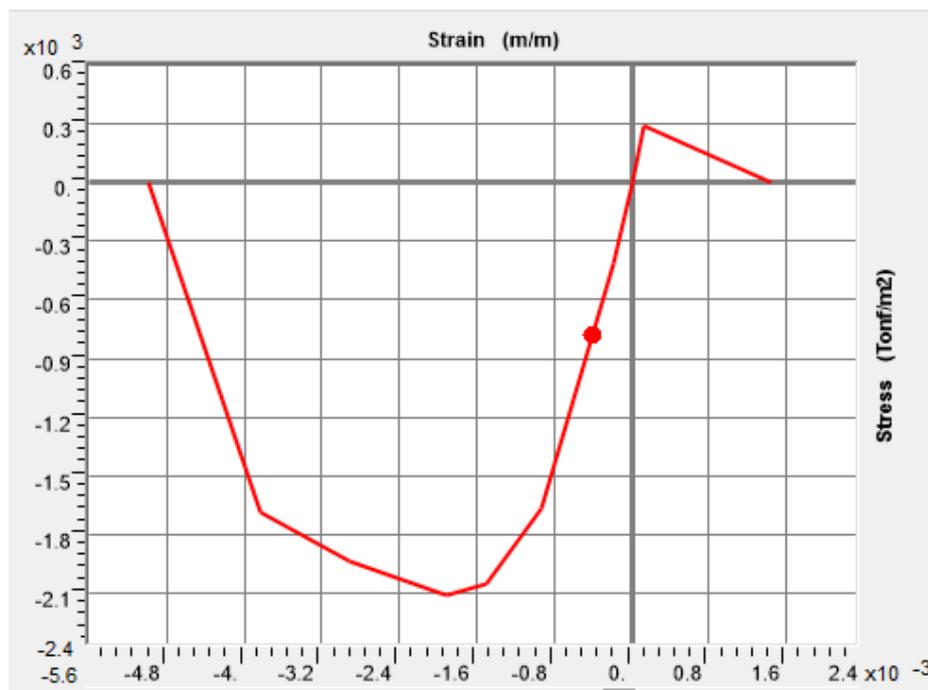


Figura 37. Curva de comportamiento de esfuerzo y deformación del concreto.

4.1.12. Masas faltantes

Debido a que los modelos usados en este trabajo de investigación son los elementos lattice truss, y estos no pueden considerar la masa de los muros de albañilería confinada, es necesario agregar masa que resulta faltante en todos los casos. A continuación, se muestran las masas faltantes agregadas a los modelos lattice truss.

Tabla 31. Pesos agregados de manera artificial en el caso de modelos lattices truss.

Nivel	D	L	D+0.5LL
	Tonf	Tonf	tonf
Story 3	232.1065	32.26	329.59
Story 2	511.8736	137.09	637.69
Story 1	791.6406	241.92	820.06

A continuación, se muestra una tabla en la que se puede apreciar las masas actuales, y como se podrá observar, es inferior a las masas requeridas

Tabla 32. Masas actuantes sin considerar los elementos Shell.

Nivel	D	L	D+0.5LL
	Tonf	tonf	tonf
Story 3	246.9436	32.26	225.82
Story 2	541.5478	137.09	536.94
Story 1	836.1519	241.92	848.07

Tabla 33. Masas requeridas para compensar la falta de los elementos shell.

Masas por piso				
Modelo 1 (t)	Modelo 2 (t)	Dif (t)	Área (m ²)	C.U (t/m ²)
248.24	263.07	14.84	360	0.04
332.18	347.02	14.84	360	0.04
332.18	347.02	14.84	360	0.04

4.1.13. Diagramas momento curvatura de las secciones

4.1.13.1. Columnas.

El diagrama momento curvatura de las secciones presentes dentro de la estructura permite determinar las características no lineales de las mismas, tales como: rigidez elástica, fuerza o momento de fluencia, rigidez posfluencia, entre otras. Como se puede observar en las figuras 39, 40, 41 y 42, las secciones presentadas necesitan un momento de fluencia de 27 tn. Asimismo, se presentan los momentos de fluencia de las secciones transversales de las columnas restantes.

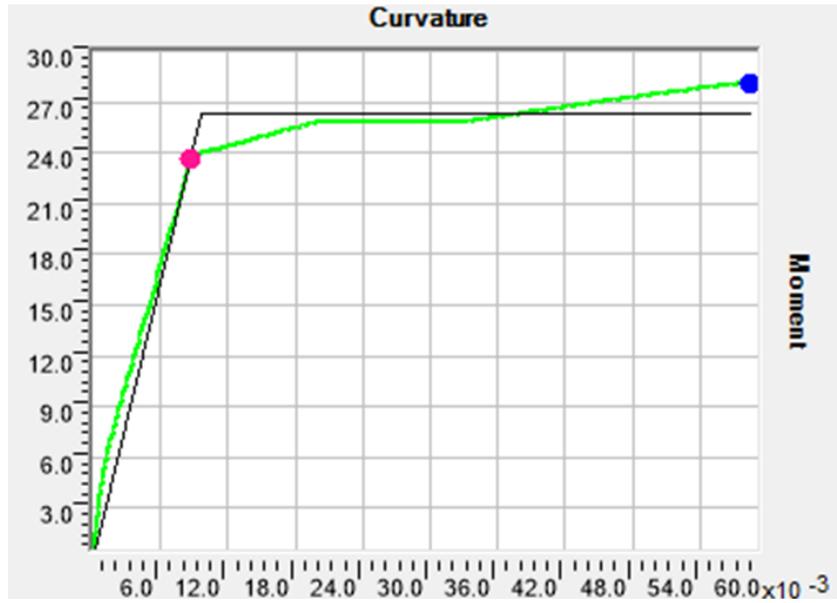


Figura 38. Diagrama momento versus curvatura para columna 01.

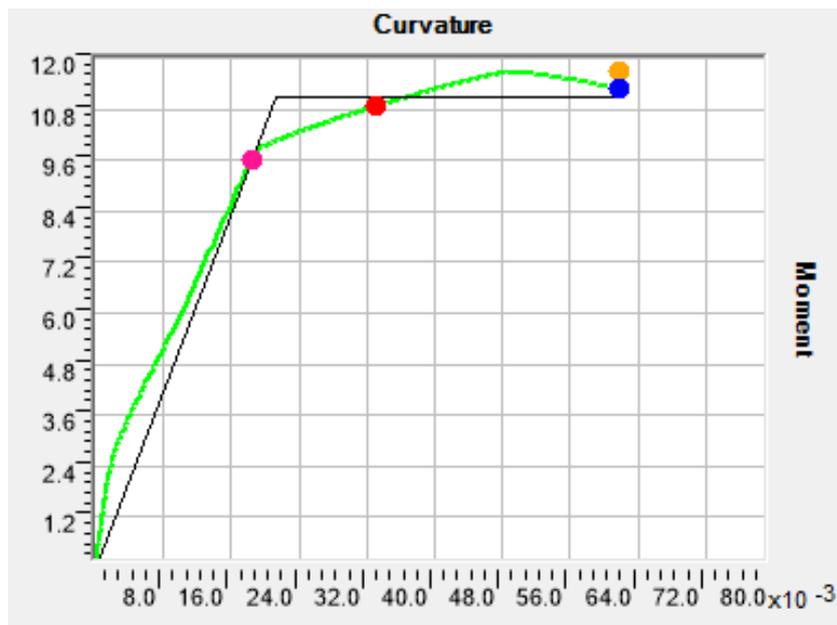


Figura 39. Diagrama momento versus curvatura para la columna 02.

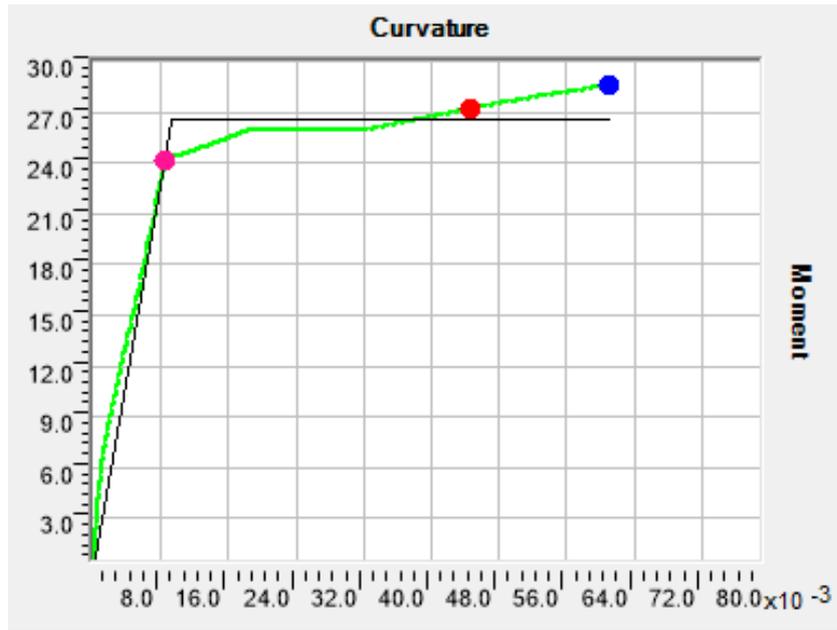


Figura 40. Diagrama momento versus curvatura para columna 03.

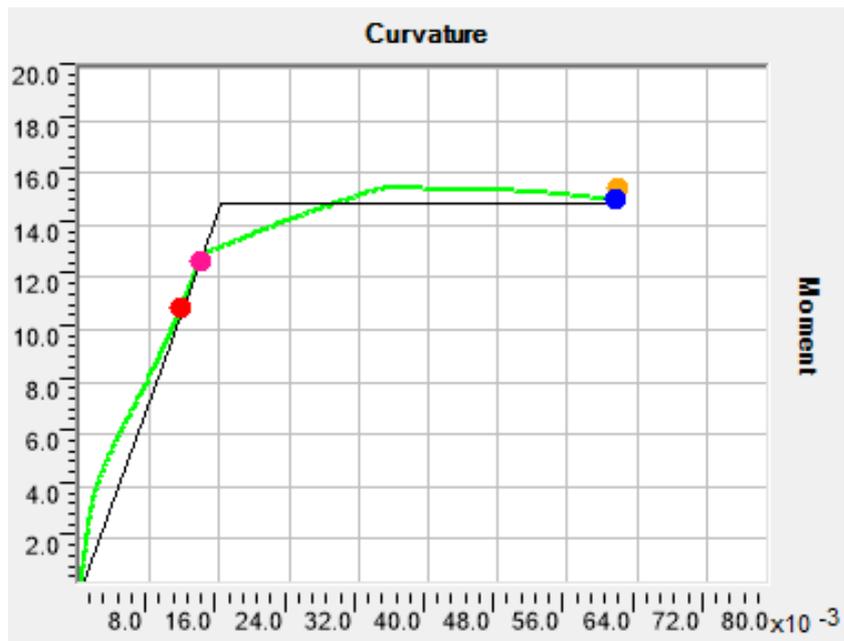


Figura 41. Momento versus curvatura para viga en el eje mayor.

4.1.14. Vigas

Al igual que en el caso de las columnas, aquí se presenta los momentos de fluencia de las vigas de concreto armado. Como se observa en la Figura 43, los momentos de fluencia de estas secciones están muy por debajo del de las columnas.

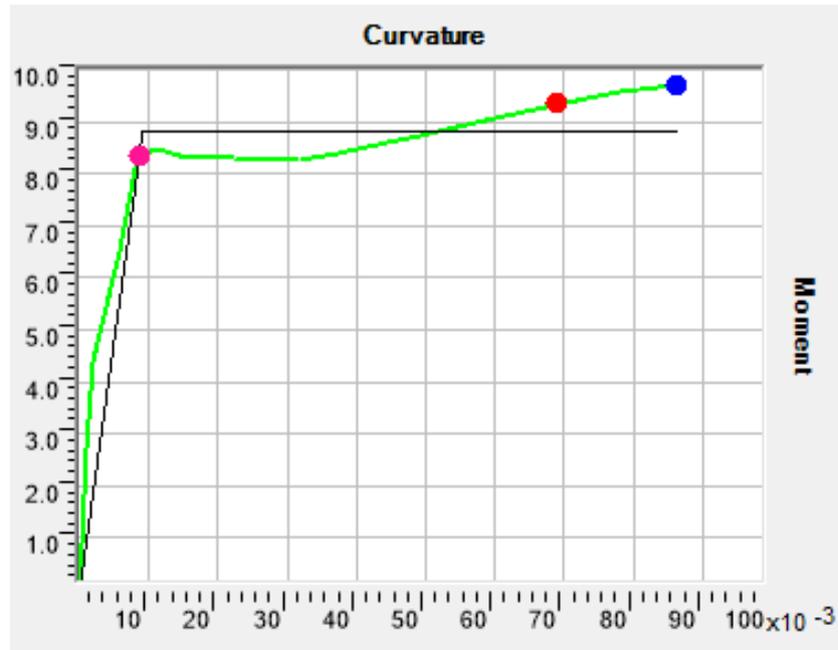


Figura 42. Momento versus curvatura obtenido con el modelo de fibras para la viga analizada

4.1.15. Longitud de rotula plástica

En la Tabla 34 se presenta expresiones usadas para estimar la longitud de rotulas plásticas.

Se usará la expresión dada por Priestley y Paulay (1992) de la siguiente manera:

$$L_p = 0.08 \cdot l + 0.022 \cdot f_{yd} \text{ (MP}_a\text{)}$$

En el caso del análisis considerado se tiene que, para las columnas, $l = 3\text{m}$, $db = 0.0254$, $f_{yd} = 420 \text{ MP}_a$. Al sustituir estos datos en la expresión mostrada, se obtiene:

$$L_p = 0.475 = d$$

Entonces se obtiene la longitud de rotula plástica, que es casi el peralte de la sección analizada.

Tabla 34. Expresiones para la estimación de las longitudes de rótulas plásticas en vigas y columnas

Referencia del Investigador	Expresión de Longitud de Rótula Plástica
(Baker 1956)	$k \cdot (L/d)^{1/4} \cdot d$
(Sawjer Jr 1964)	$0,25 \cdot d + 0,075 \cdot L$
(Mattock 1964)	$0,5 \cdot d + 0,05 \cdot L$
(W. Gene Corley 1966)	$0,5 \cdot d + 0,2 (d)^{1/2} \cdot (L/d)$
(Park et al 1982)	$0,42 \cdot L$
(Priestley and Park 1987)	$0,08 \cdot L + 6 \cdot d$
(Paulay and Priestley 1992)	$0,08 \cdot L + 0,022 \cdot d \cdot f_y$
(Sheikh and Khoury 1993)	$1,0 \cdot L$
(Watson, S., & Park 1994)	$\frac{L_c}{h} = 1 + 2,8 \frac{P}{d \cdot f_{ck} \cdot A}$
(Panagiotakos and Fardis 2001)	$0,18 \cdot L + 0,021 \cdot d \cdot f_y$
(Bae SJ and Bayrak O 2008)	$\frac{L_p}{h} = \left(0,3 \left(\frac{P}{P_0}\right) + 3 \left(\frac{A_s}{A_g}\right) - 0,1\right) \cdot \left(\frac{L}{h}\right) + 0,25$
(Berry et al 2008)	$0,05 \cdot L + \frac{0,1 \cdot d \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$
(Bairán J. and Bou I. 2014)	$\left(1 - \frac{M_y}{M_u} + \left(1 - \frac{1}{2} \frac{V_s L_v}{M_u}\right) \frac{z}{L_v} \cotan\theta\right) L_v$

4.1.16. Definición de los modelos puntal tirante

4.1.16.1. Muro 1.

- **Parámetros que definen la curva fuerza desplazamiento:**

$$l_w = 4 \text{ m} \quad h_w = 3 \text{ m} \quad t_w = 25 \text{ cm} \quad (\text{Datos geométricos del muro})$$

$$C_i = 1,925 \times \frac{l_w}{h_w} = 2,567$$

$$f_{ws} = 9 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Resistencia a la tracción diagonal})$$

$$F_m = 0,818 \times \frac{f_{ws} \times t_w \times l_w}{C_i} \times \left(1 + \sqrt{C_i^2 + 1}\right)$$

$$F_m = 118,172 \text{ tonf} \quad (\text{Fuerza máxima resistida})$$

$$F_y = 0,6 \times F_m = 71,227 \text{ tonf} \quad (\text{Fuerza de fluencia})$$

$$\delta m = 0.002 \times \sqrt{lw^2 + hw^2} = 0.01m$$

$$\delta u = 5 \times \delta m = 0.05m \quad ke = \frac{Fm}{\delta m} = 11871.2 \frac{tonf}{m}$$

$$Gw = 1080 MPa$$

$$Ke = \frac{Gw \times lw \times tw}{hw} = 40465.6 \frac{tonf}{m}$$

$$\delta y = \frac{Fy}{Ke} = 0.002m$$

A nivel gráfico, los cálculos pueden verse en las figuras 44 y 45.

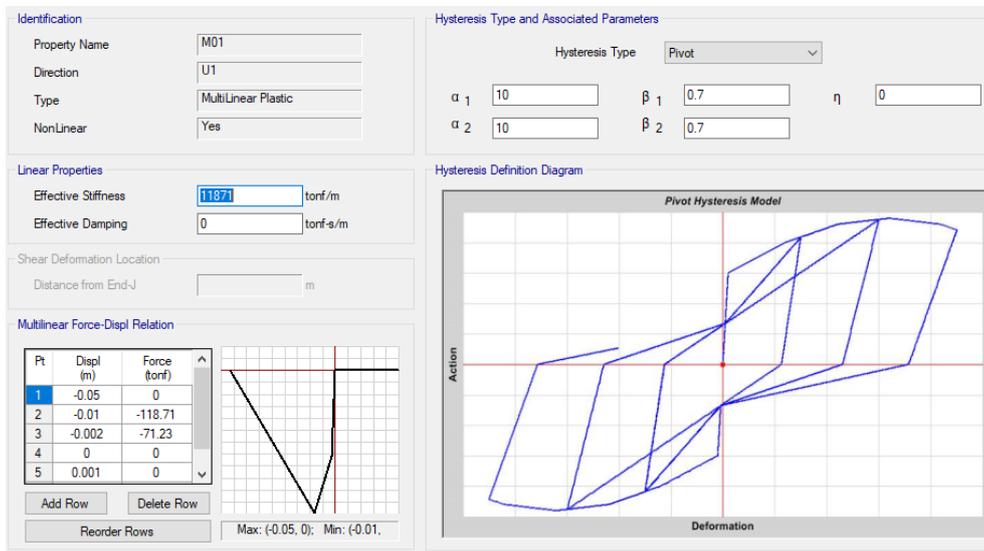


Figura 43. Parámetros de curva de histéresis.

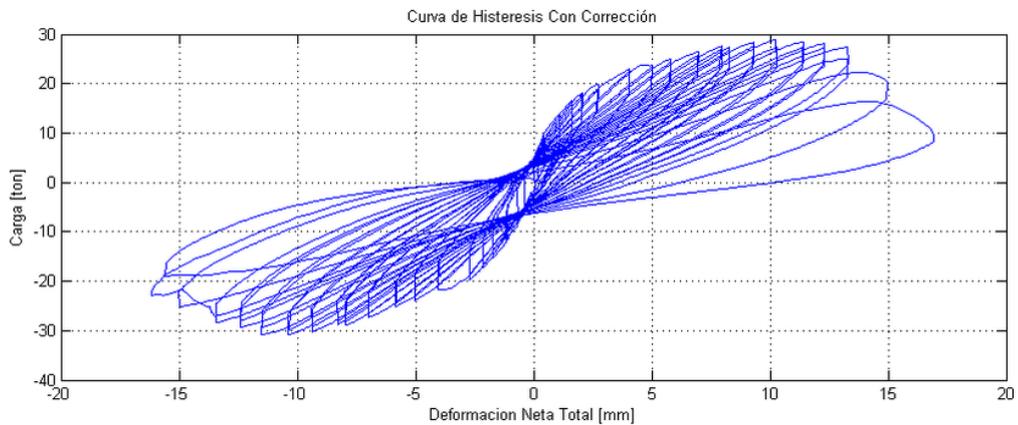


Figura 44. Curva de histéresis con corrección.

4.1.17. Definición del modelo

Con la finalidad de evaluar el desempeño sísmico se debe construir un modelo con capacidades no lineales. En la Figura 45, se presenta un modelo de análisis no lineal basado en pórticos de concreto armado y muros de albañilería confinada (desarrollado con el *software* ETABS), modelados, con elementos *frame*, con plasticidad concentrada, y modelo puntal tirante.

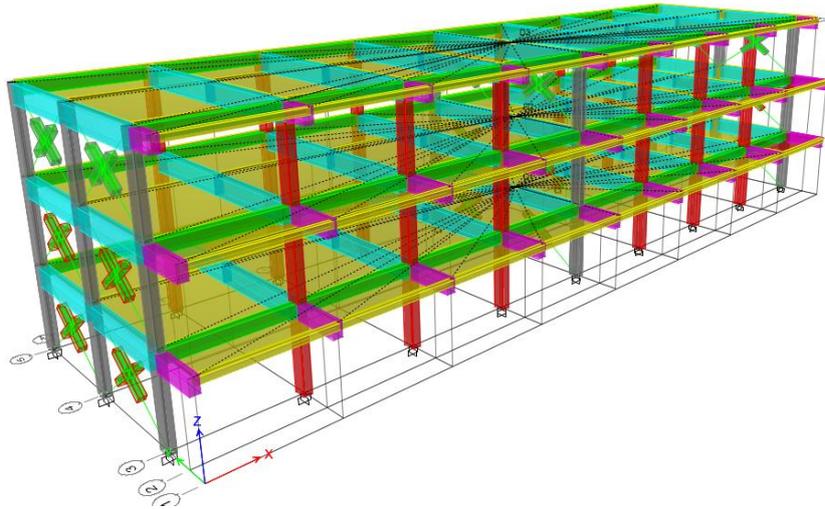


Figura 45. Modelo tridimensional puntal tirante.

4.1.17.1. Modelo de fibras para columnas.

Es importante considerar que se usaron los modelos de fibras, para el caso de columnas; y modelos de plasticidad concentrada, en las vigas de concreto armado, como puede verse en la Figura 46. En la Figura 47, se presenta el modelo de fibras usado en el caso de las columnas, desarrollado con el *software* ETABS.

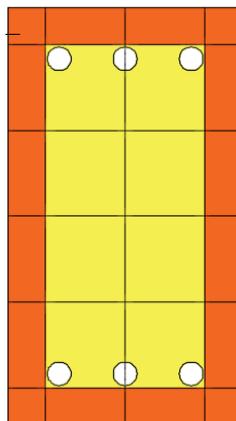


Figura 46. Sección de columna a analizar.



Figura 47. Modelo de fibras de la sección analizada.

4.1.18. Curva de capacidad

El resultado del análisis no lineal se presenta en las figuras 49 y 50, en la cual pueden verse las curvas de capacidad de la estructura analizada en las direcciones X e Y. En estas curvas puede apreciarse que el desplazamiento máximo en el eje X es 150 mm, con una resistencia de 135 Tn (Figura 48); y en el eje Y, 70 mm como desplazamiento máximo, y 680 Tn de resistencia (Figura 49).

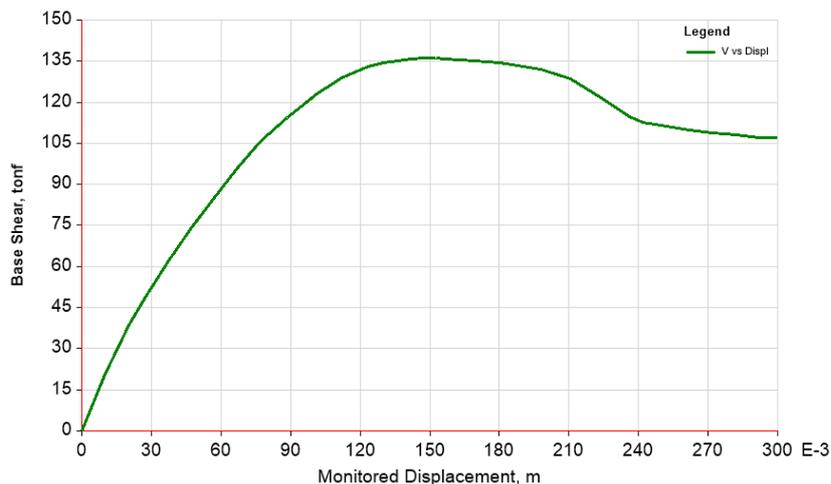


Figura 48. Función de capacidad de la estructura en dirección de los pórticos.

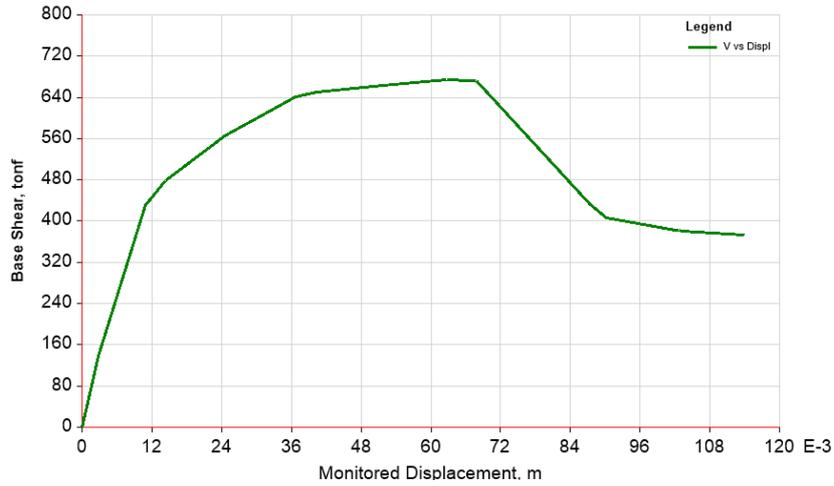


Figura 49. Función de capacidad de la estructura en dirección de la albañilería confinada.

4.1.19. Comportamiento

Los resultados del análisis estructural se muestran en las figuras 50, 51, 52 y 53. Como se puede observar, los primeros mecanismos de rótulas plásticas se forman en la base de la estructura, específicamente en las columnas del primer piso. Este tipo de mecanismos se ha formado en todas las columnas, por lo que un posible reforzamiento deberá involucrar a estos elementos estructurales.

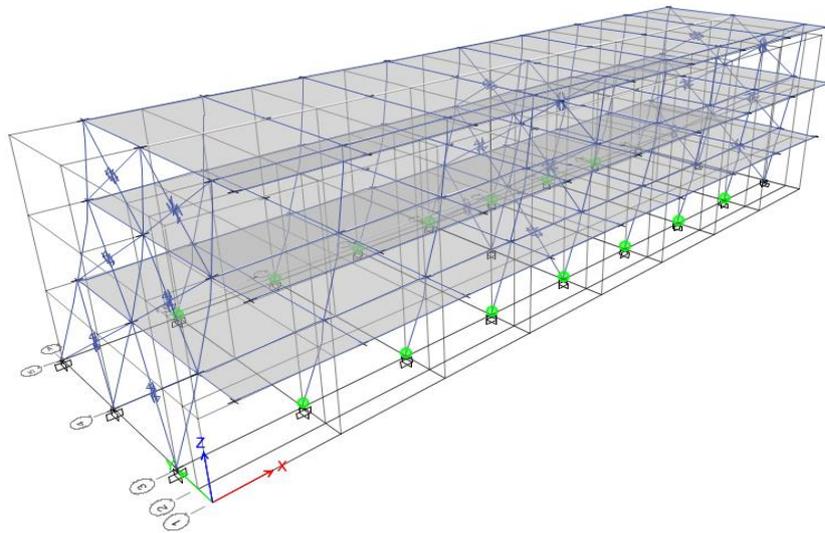


Figura 50. Generación de rotulas plásticas debido a la acción del sismo en X.

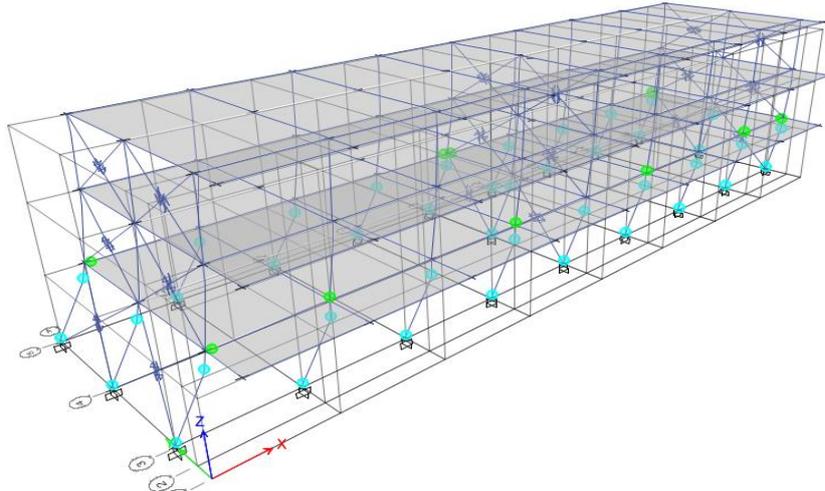


Figura 51. Generación del rotulas plásticas por la acción del sismo en X paso 25.

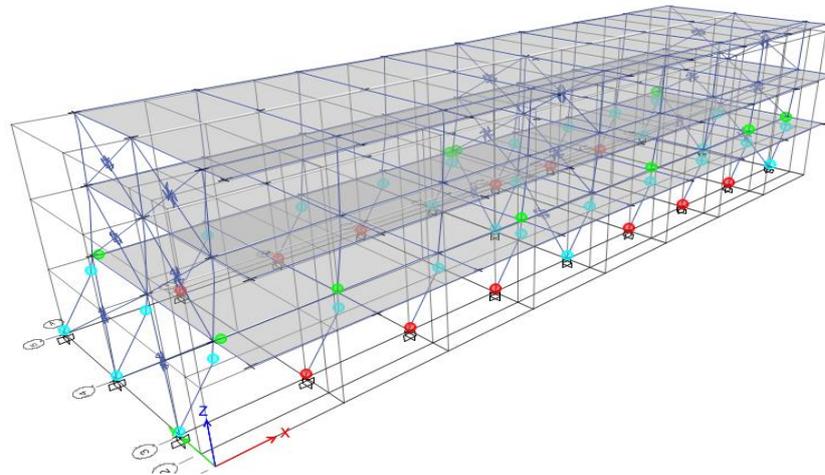


Figura 52. Generación del rotulas plásticas por la acción del sismo en X paso 50.

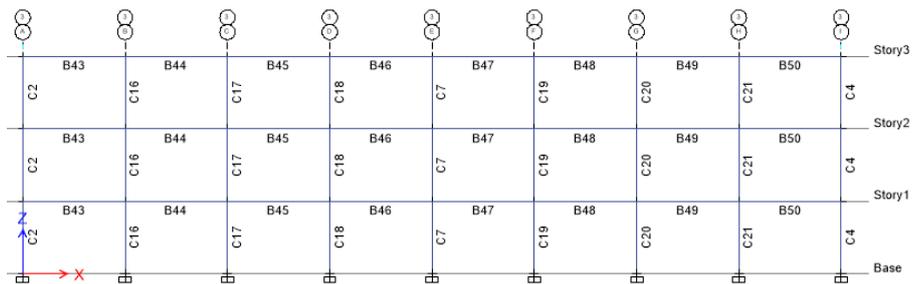


Figura 53. Vista en elevación de la estructura analizada producida por el plano 3.

4.1.19.1. Comportamiento de las columnas del primer nivel.

En la sección anterior se mostraron los mecanismos de falla de las columnas del primer piso, ahora se muestra en las figuras 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65 y 66, el detalle del comportamiento de las columnas a nivel de material, tanto del acero como del concreto.

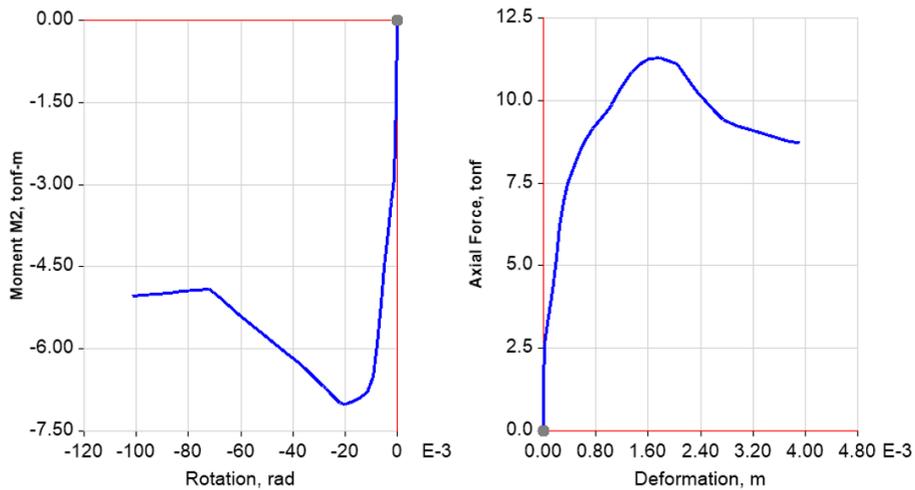


Figura 54. Curvas de momento versus curvatura y axial para las columnas evaluadas.

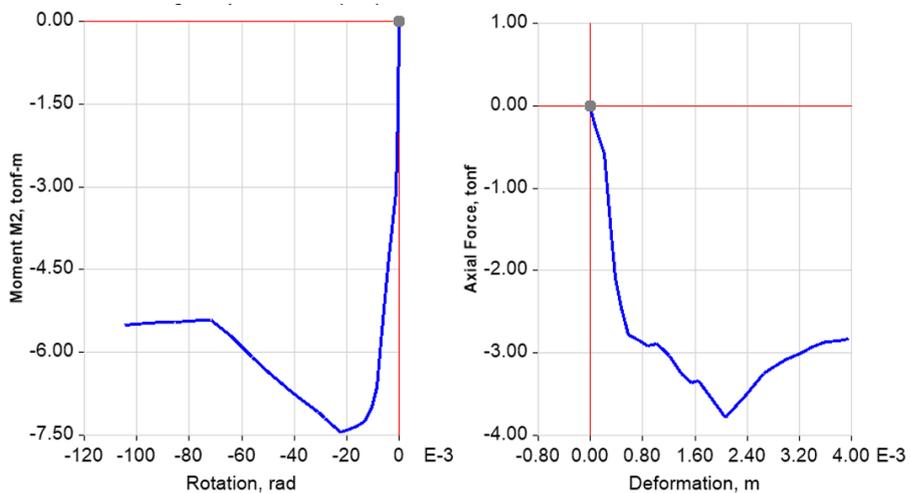


Figura 55. Curvas de comportamiento de la columna C7, momento M2 y carga axial P.

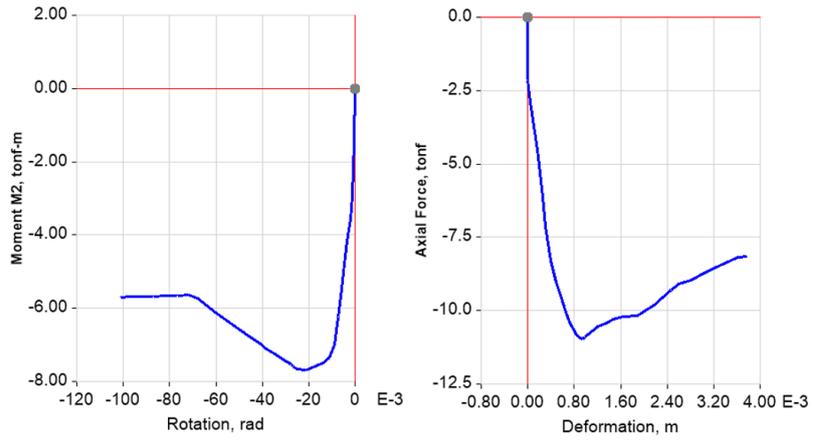


Figura 56. Curvas de momento versus curvatura y axial versus deformación en columnas.

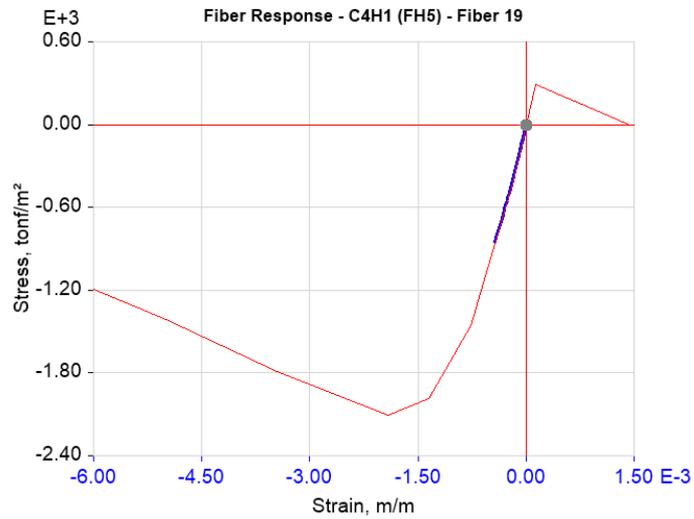


Figura 57. Curva esfuerzo deformación a nivel del concreto, obtenido del metodo de fibras.

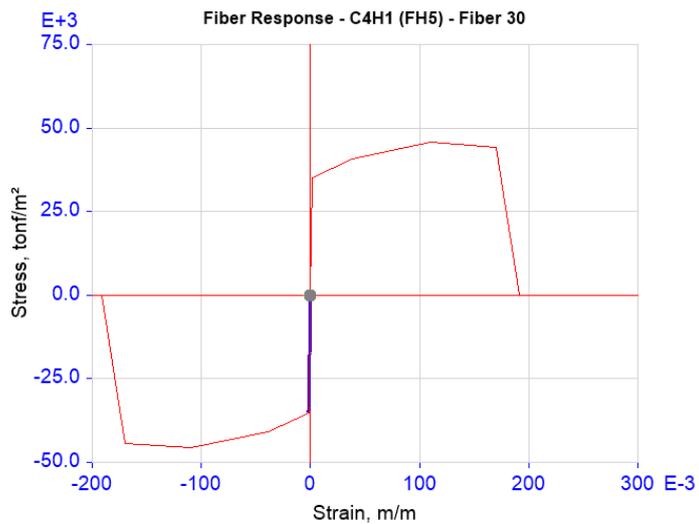


Figura 58. Curvas esfuerzo deformación obtenidas a nivel del acero estructural.

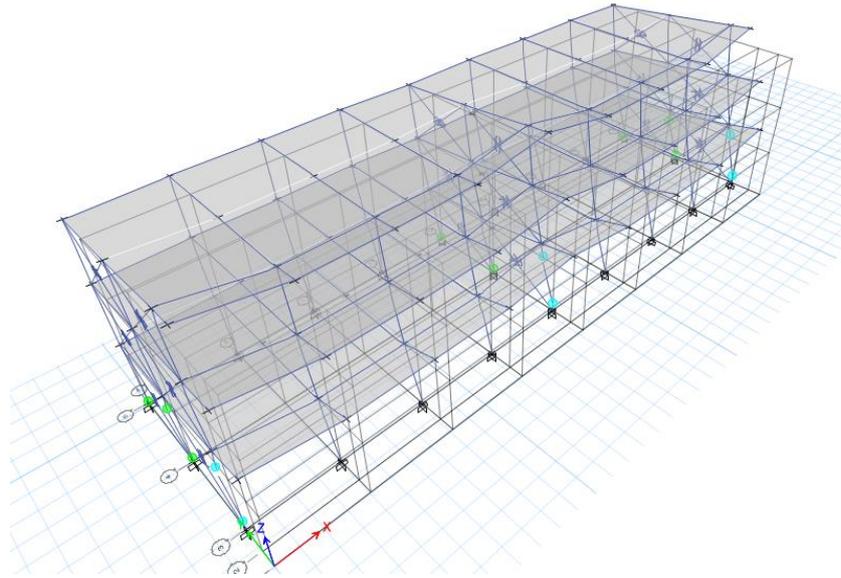


Figura 59. Deformaciones inducidas en la estructura por la aplicación de las cargas en dirección Y.

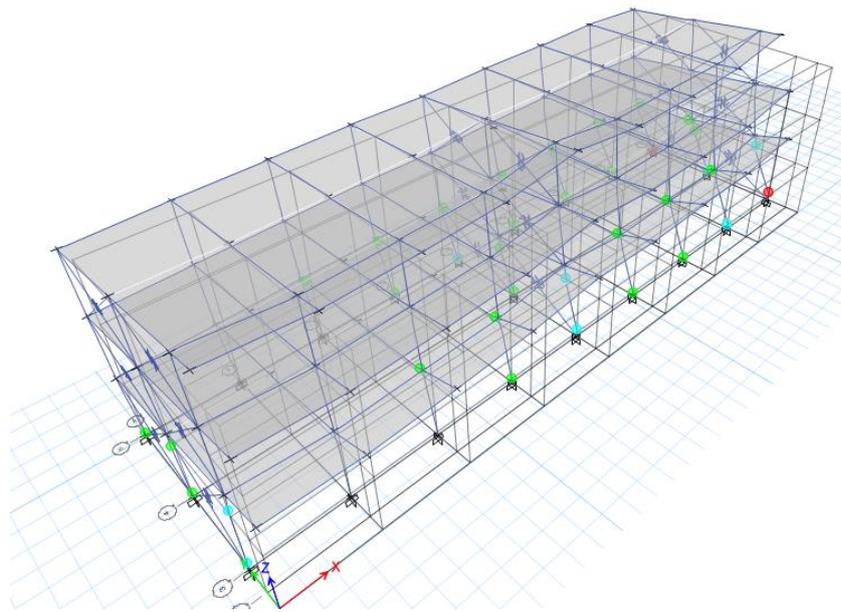


Figura 60. Deformaciones inducidas en la estructura por la aplicación de las cargas en dirección Y.

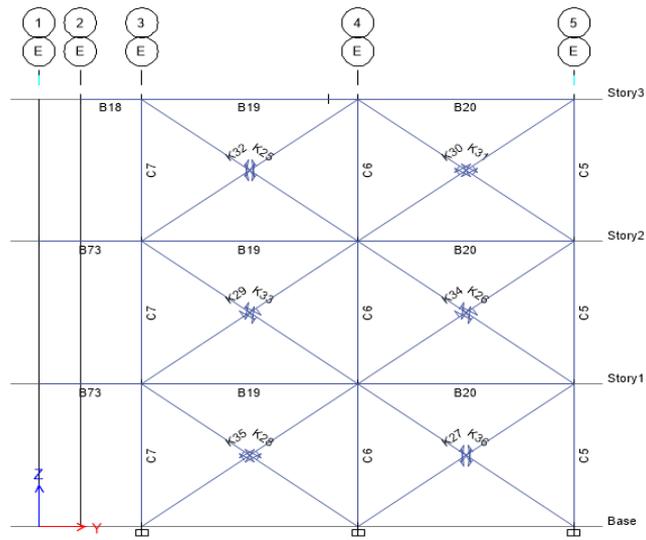


Figura 61. Plano que muestra la elevación de albañilería confinada modelada por elementos lattice truss.

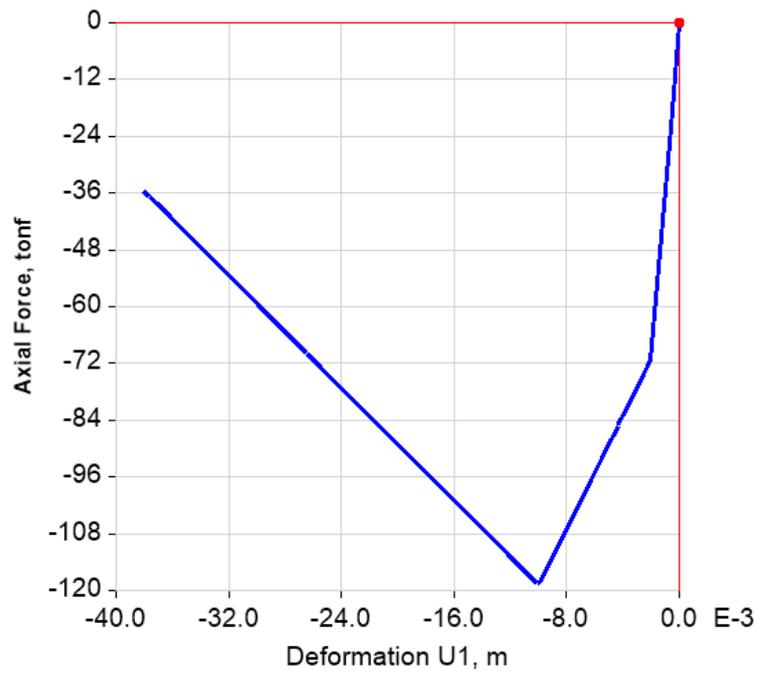


Figura 62. Demanda máxima estimada en el muro de albañilería ubicada en el primer nivel para el máximo nivel de desplazamiento.

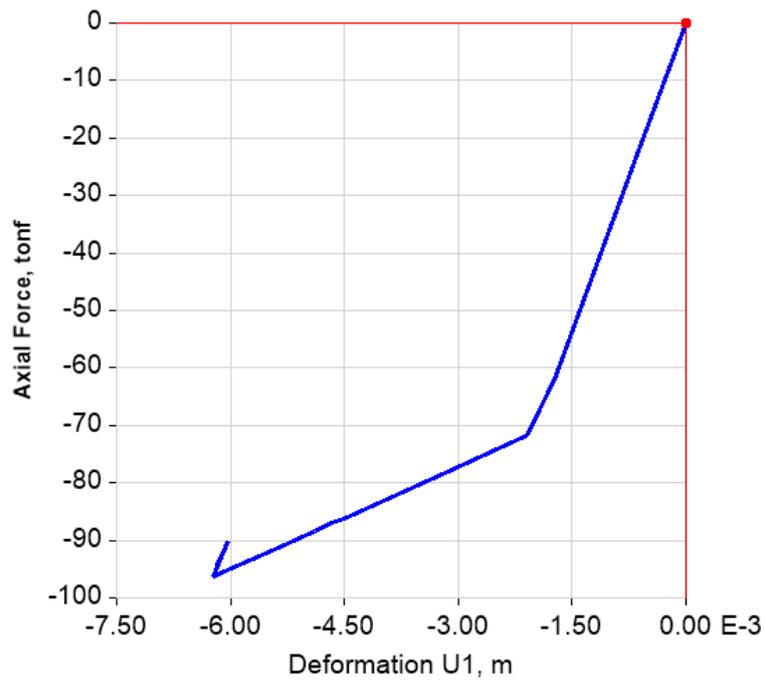


Figura 63. Demanda máxima estimada en el muro de albañilería ubicada en el segundo nivel para el máximo nivel de desplazamiento I.

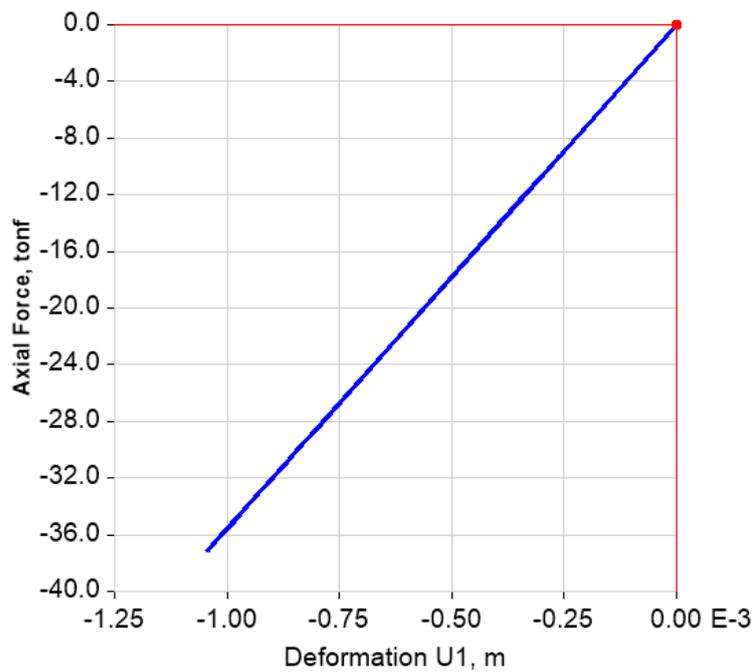


Figura 64. Demanda máxima estimada en el muro de albañilería ubicada en el tercer nivel para el máximo nivel de desplazamiento.

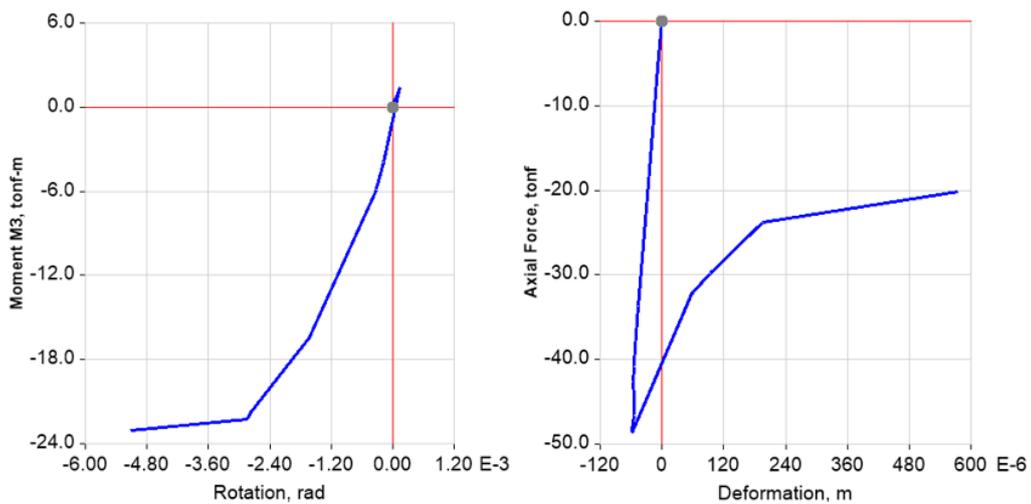


Figura 65. Demanda máxima estimada en columnas de concreto armado ubicada en el primer nivel para el máximo nivel de desplazamiento

4.1.20. Determinación de la máxima demanda sísmica

Para el cálculo del punto de desempeño se utilizó la metodología de coeficiente de desplazamiento.

4.1.20.1. Considerando el sismo más probable (Tr 2500)

- Cálculo del desplazamiento lateral máximo en el eje X:

Cálculo del Coeficiente Co: $C_o = 1.3$

Tabla 35. Valores recomendados del factor Co

Número de pisos	Valor de Co
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10 pisos	1.5

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), Norma E.030 Diseño Sismorresistente (25).

- Cálculo del coeficiente C1:

$$T_o = 0.6 \text{ s}$$

$$K_e = 1495.4 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$K_i = 2059.1 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

$$T_i = 0.74 \text{ s}$$

$$T_e = T_i \times \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.868 \text{ s}$$

$$C1 = 1.0$$

- **Cálculo del coeficiente C2:**

$$C2 = 1.2$$

Aceleración espectral correspondiente al T_e :

$$S_a = 10 \frac{m}{s^2}$$

- **Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo:**

$$D_t = C_o \times C1 \times C2 \times C3 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4 \times \pi^2} = 0.298 \text{ m}$$

$$D_{max} = 1.5 \times D_t = 0.447 \text{ m}$$

Los resultados del análisis de desempeño muestran que la estructura en su estado actual se encuentra en prevención de colapso, ya que para el sismo de 2500 años demanda 135 Tnf y un desplazamiento de 30 cm, pero la estructura solo tiene una capacidad de deformación de 15 cm en la dirección X. Esto puede verse en la Figura 67.

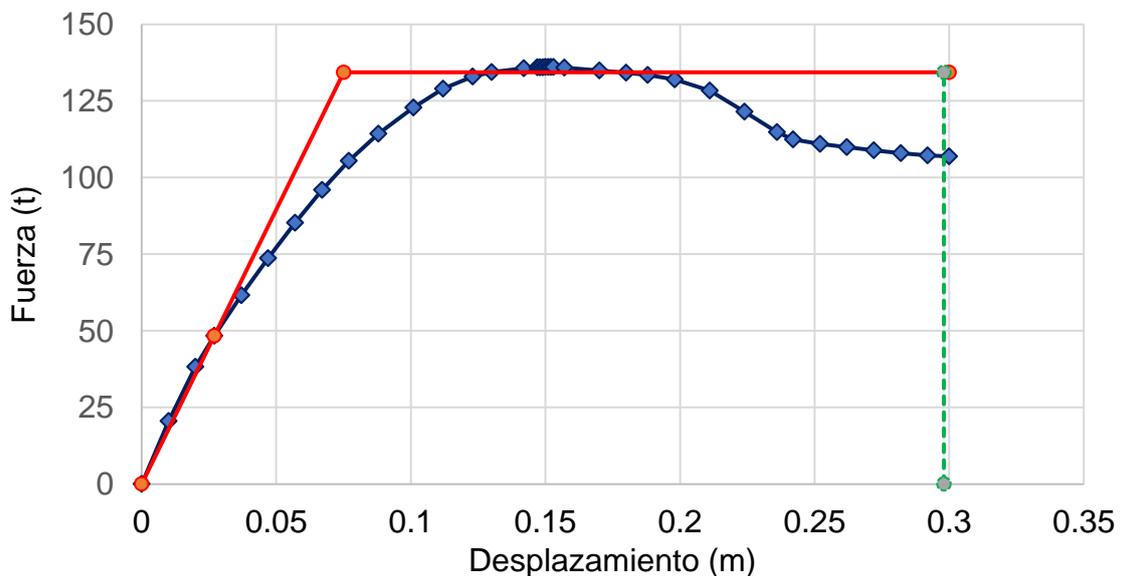


Figura 66. Función de fuerza lateral versus desplazamiento en dirección de los pórticos de concreto armado.

En la dirección Y, la situación es radicalmente diferente, pues como se observa, en su estado actual la estructura se encuentra en un nivel de desempeño sísmico aceptable de acuerdo con la norma peruana de diseño sísmico.

- **Cálculo del desplazamiento lateral máximo en el eje Y:**

Cálculo del Coeficiente C_o : $C_o = 1.3$

Los valores recomendados para C_o se muestran en la Tabla 36.

Tabla 36. Valores recomendados para C_o

Número de pisos	Valor de C_o
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10 pisos	1.5

Nota. Tomado de Reglamento nacional de edificaciones E-030 (2016).

- **Cálculo del Coeficiente C_1 :**

$$T_o = 0.6 \text{ s}$$

$$K_e = 39151.25 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad K_i = 46273.7 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad T_i = 0.175 \text{ s}$$

$$T_e = T_i \times \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.19 \text{ s}$$

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{T_e - 0.1 \text{ s}}{T_o - 0.1 \text{ s}} \right) = 1.41$$

- **Cálculo del coeficiente C_2 :**

$$C_2 = 1.0 + 0.2 * \left(\frac{T_e}{T_o} \right) = 1.063$$

- **Aceleración espectral correspondiente al T_e ;**

$$S_a = 15 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

- **Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo:**

$$D_t = C_o \times C_1 \times C_2 \times C_3 \times S_a \times \frac{T_e^2}{4 \times \pi^2} = 0.027 \text{ m}$$

$$D_{max} = 1.5 \times D_t = 0.04 \text{ m}$$

De acuerdo con los cálculos anteriores, la estructura en su estado actual en el eje Y (véase la Figura 67) tiene un desplazamiento de casi 3 cm, y una demanda de 590 Tnf para un sismo de 2500 años, pero se tiene una capacidad de deformación de 7 cm.

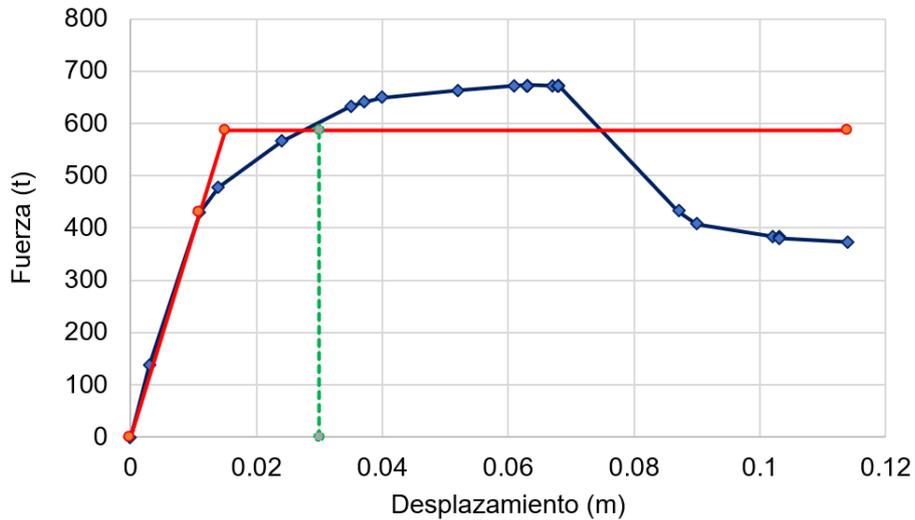


Figura 67. Función de fuerza lateral versus desplazamiento en dirección de la albañilería confinada.

4.1.21. Reforzamiento estructural propuesto

4.1.21.1. Reforzamiento de columnas.

Con la finalidad de mejorar sustancialmente el comportamiento sísmico de la estructura analizada, se propone el reforzamiento de las columnas presentes en la estructura. De acuerdo con el comportamiento sísmico encontrado al inicio, se observa que las columnas por reforzar deberán ser el tipo C1 y C2 (columnas del perímetro longitudinal) en los tres niveles.

Además, con la finalidad de mejorar la rigidez del sistema estructural, se incrementó el peralte de las vigas del primer nivel en dirección longitudinal.

Como se puede apreciar en la Figura 68, el reforzamiento propuesto consiste en incrementar la sección transversal de las columnas de concreto armado mediante un incremento de las secciones en la dirección débil. En el caso de las columnas de tipo C1, se cambia a una sección tipo L; y para las columnas de tipo C2, a una sección tipo T.

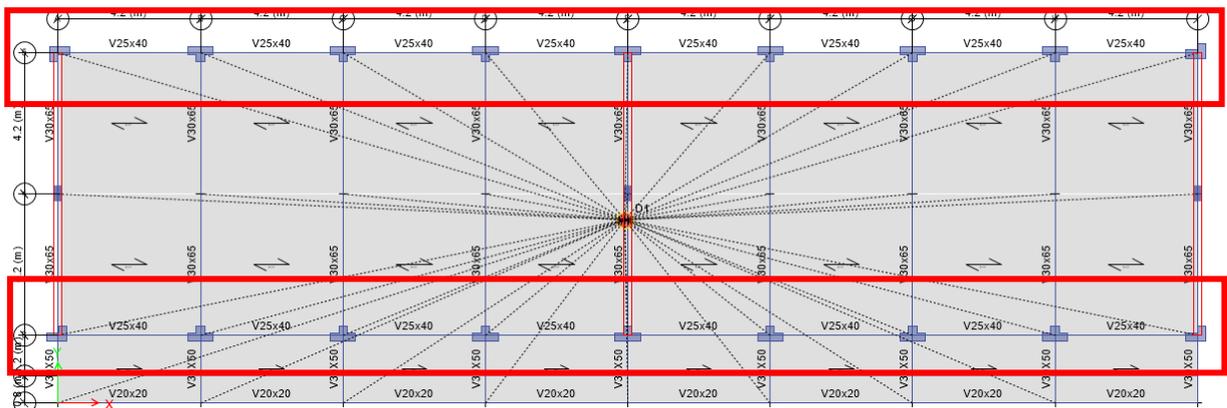


Figura 68. Elementos estructurales por reforzar.

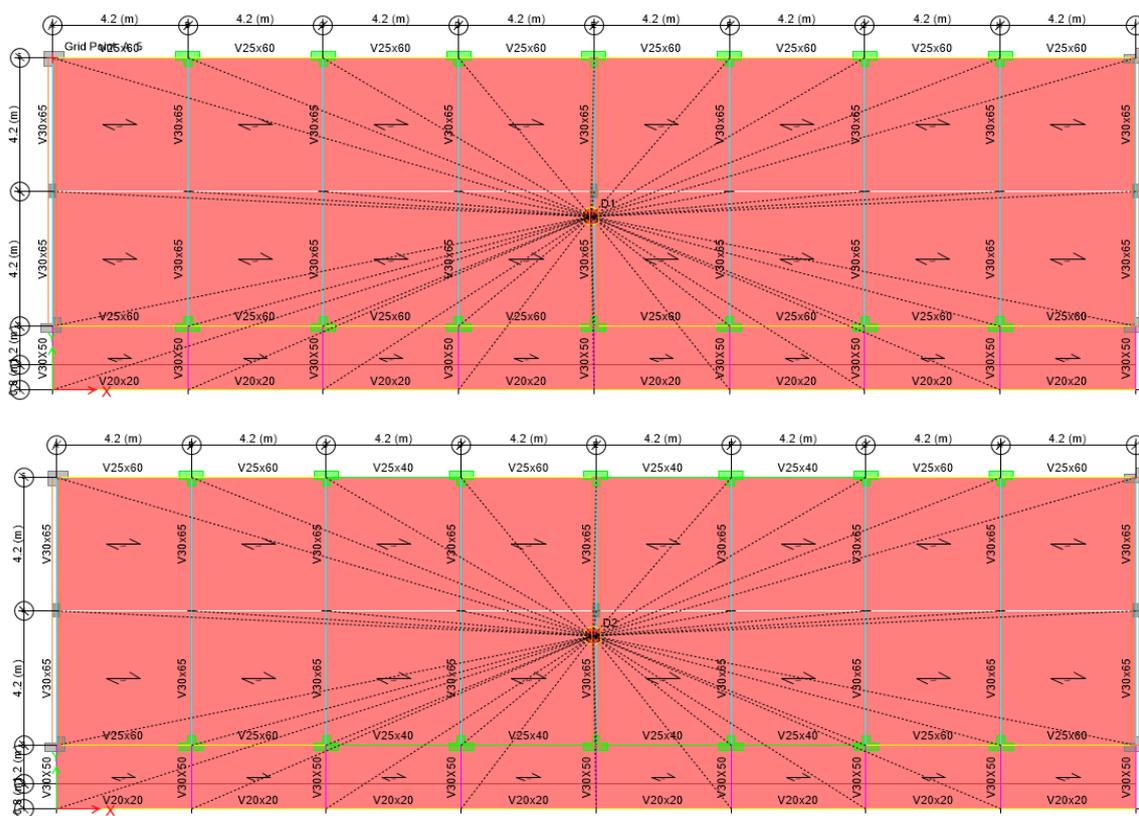


Figura 69. Reforzamiento estructural propuesto de las vigas longitudinales en el primer y segundo piso.

El reforzamiento de la sección transversal propuesto para las columnas de concreto de la estructura analizada contempla varillas longitudinales del mismo diámetro de las varillas de acero existentes en la sección original; esto se hace de esa manera, de acuerdo con las recomendaciones de Proaño³³.

En cuanto al refuerzo transversal, se está considerando estribos de media pulgada, los mismos que serán anclados a la sección existente tal cómo se aprecia en la Figura 70. Es

importante recalcar que las varillas del refuerzo transversal deben ser de media pulgada y esto no merece un cálculo directo, ya que la norma de diseño en concreto armado E-060 recomienda que el refuerzo transversal en varillas con diámetros de una pulgada a más deberá ser como mínimo varillas de media pulgada.

Asimismo, conviene recordar que el diseño de columnas de concreto armado está regido por el diseño a flexión compresión y el diseño de cortante por capacidad; y en ambos casos se ha cumplido con los requerimientos y con el estado del arte de la ingeniería estructural. El refuerzo estructural de las nuevas secciones ha sido sometido a una evaluación del diagrama de capacidad, el mismo que se muestra en la Figura 70. Como se puede apreciar de estos diagramas, la capacidad de flexión instalada es la necesaria para tolerar las combinaciones de carga provenientes de un sismo de gran magnitud.

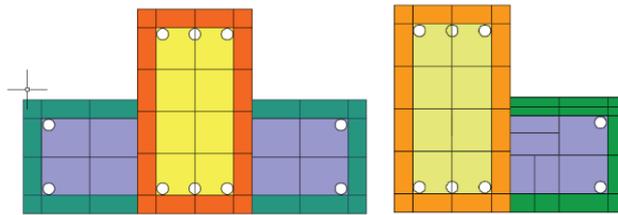


Figura 70. Discretización de las secciones reforzadas.

A continuación, se presentan los diagramas de interacción de las columnas reforzadas, y las demandas sísmicas presentes en estas. En las figuras 71 y 72 puede notarse en la iteración tridimensional del reforzamiento se ve que los puntos azules son la demanda de resistencia, los cuales se encuentran dentro de la superficie de iteración o capacidad de la sección que está representada por un volumen de color celeste. Esto quiere decir que la demanda no sobrepasa la capacidad, por lo que el diseño propuesto es correcto.

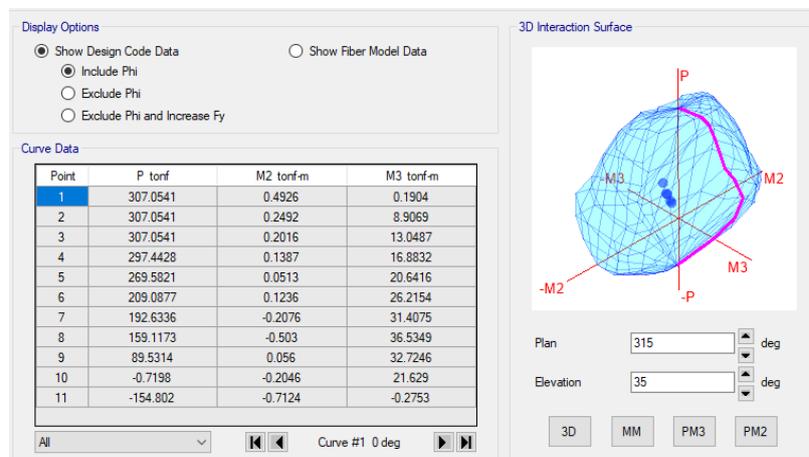


Figura 71. Superficie de influencia características de las columnas de concreto analizadas 01.

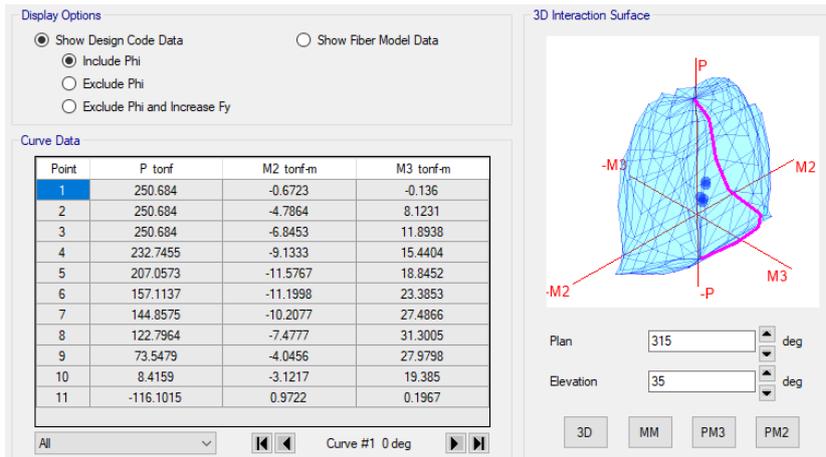


Figura 72. Superficie de influencia características de las columnas de concreto analizadas 02.

Luego del análisis de iteración, se procedió a presentar las columnas reforzadas, en las que pudo observarse un incremento del área de 62.3% en aquellas de tipo C1 (véase la Figura 73). En las columnas de tipo C2 (véase la Figura 74), se tuvo un crecimiento de 93.48%; y en la viga, un incremento de peralte del 50% en el área (véase la Figura 75).

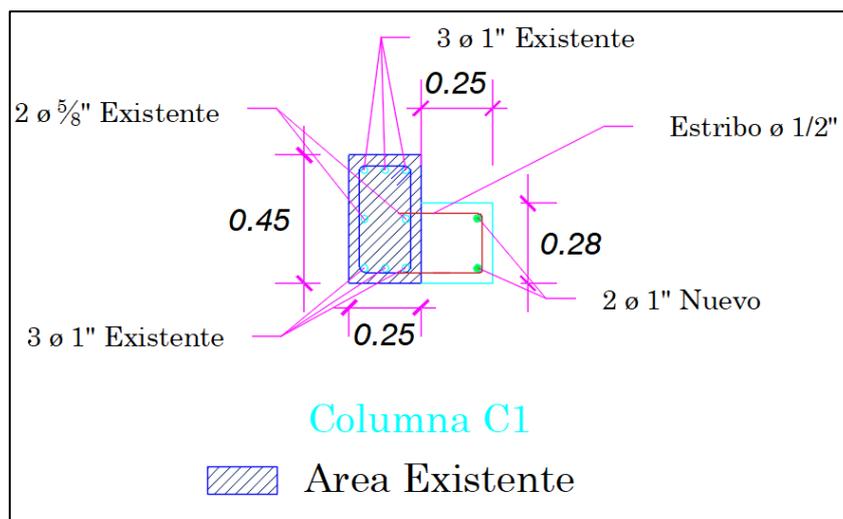


Figura 73. Columna de tipo C1 reforzada.

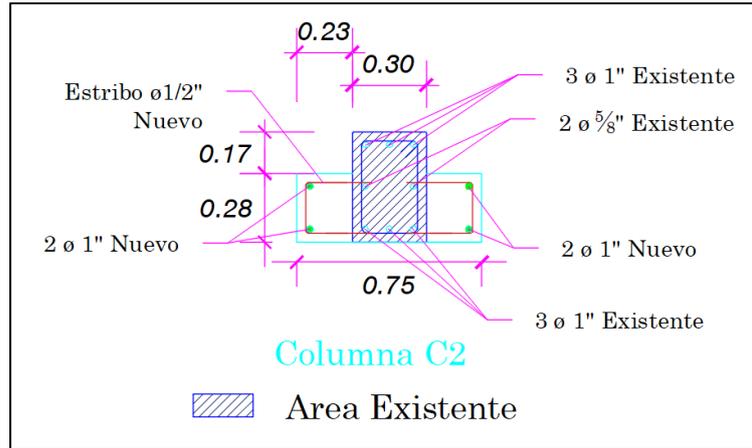


Figura 74. Columna reforzada tipo C2.

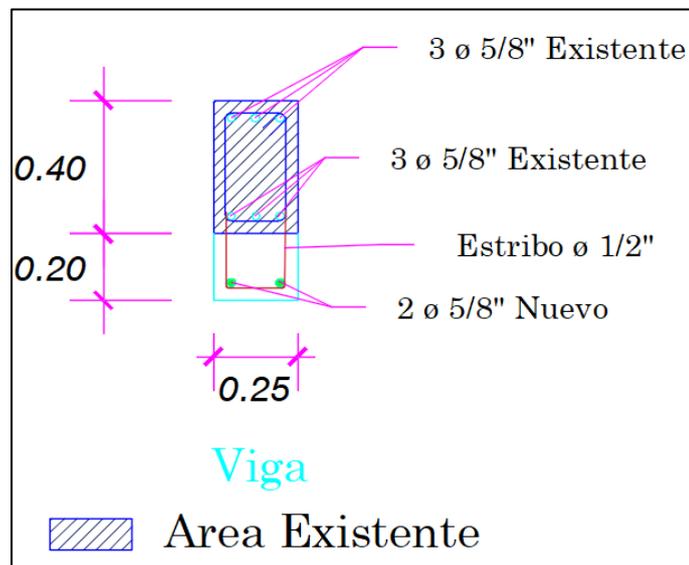


Figura 75. Viga reforzada.

4.1.21.2. Formas modales de la estructura.

Las formas modales de la estructura reforzada se muestran en las figuras 77 y 78. Como puede apreciarse de los resultados, se encontró que las formas modales en la estructura reforzada tenían periodos mucho menores, lo cual confirma una mejora en su respuesta sísmica.

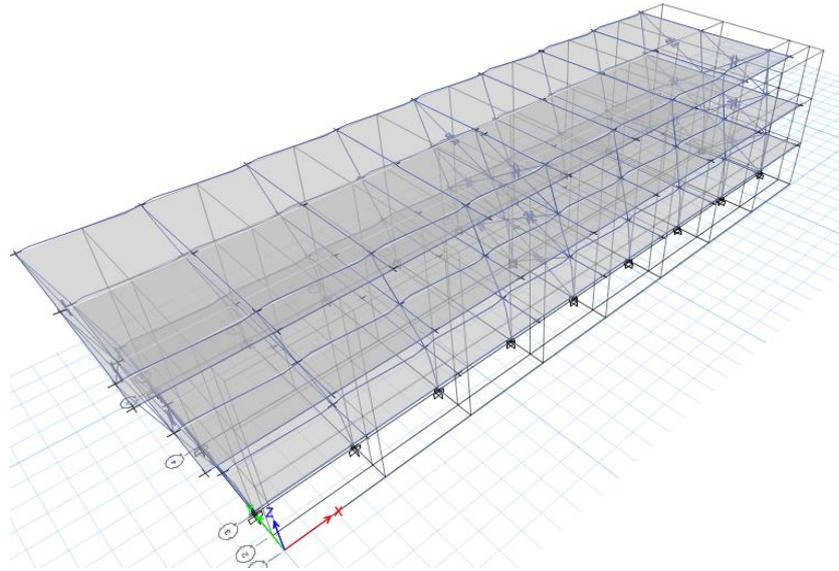


Figura 76. Análisis dinámico modal de la estructura analizada, primera forma de modo.

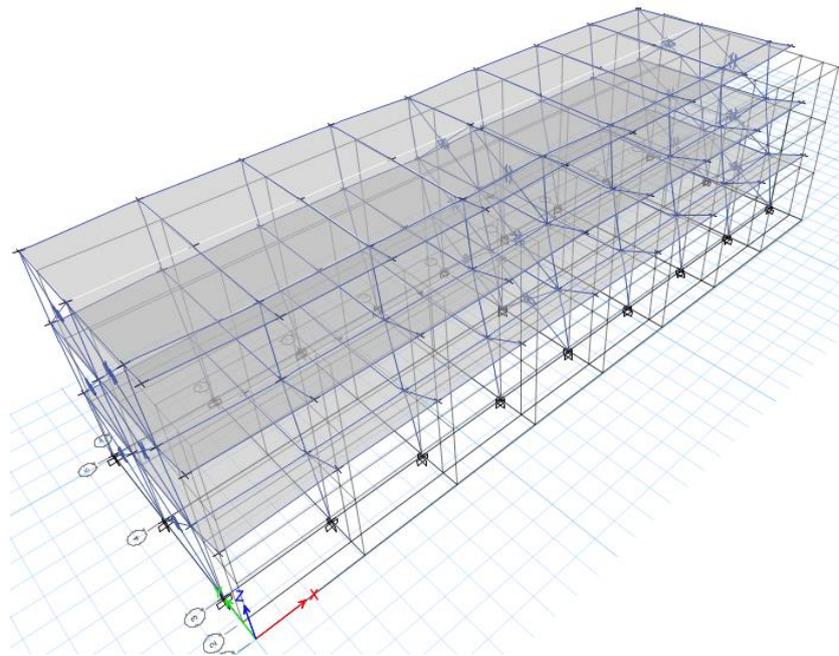


Figura 77. Análisis dinámico modal de la estructura analizada, segunda forma de modo.

Asimismo, en la Tabla 37 y en la Figura 78, se muestra un resumen de las formas modales y los periodos asociados. En la tabla se observa que la primera forma de modo tuvo un valor de 0.46s, valor muy inferior al obtenido en el caso de la estructura sin reforzar.

Tabla 37. Características dinámicas y modales de la estructura analizada

Case	Mode	Period. Sec	Frecuencia cyc/sec	Circular Frecuencia rad/sec	Eigenvalores rad ² /sec ²
Modal	1	0.458	1.58	9.90	98.00
Modal	2	0.167	4.30	27.02	730.22
Modal	3	0.144	4.50	28.28	799.78
Modal	4	0.144	4.50	28.29	800.20
Modal	5	0.142	4.54	28.53	814.18
Modal	6	0.142	4.54	28.54	814.75
Modal	7	0.141	4.58	28.76	827.16
Modal	8	0.141	4.58	28.76	827.38
Modal	9	0.136	4.76	29.88	892.96
Modal	10	0.132	4.76	29.89	893.32

4.1.21.3. Revisión de la rigidez de la estructura.

En la Tabla 38 se muestra la rigidez obtenida con el reforzamiento propuesto, con un aumento del 230% en promedio, respecto a los valores iniciales de la estructura sin reforzar.

Tabla 38. Rigidez del sistema reforzado

TABLE: Story Response				
Story	Elevation M	Location	X-Dir tonf/m	Y-Dir tonf/m
Story 3	9	Top	23979.72337	0
Story 2	6	Top	32182.51748	0
Story 1	3	Top	56570.89939	0
Base	0	Top	0	0

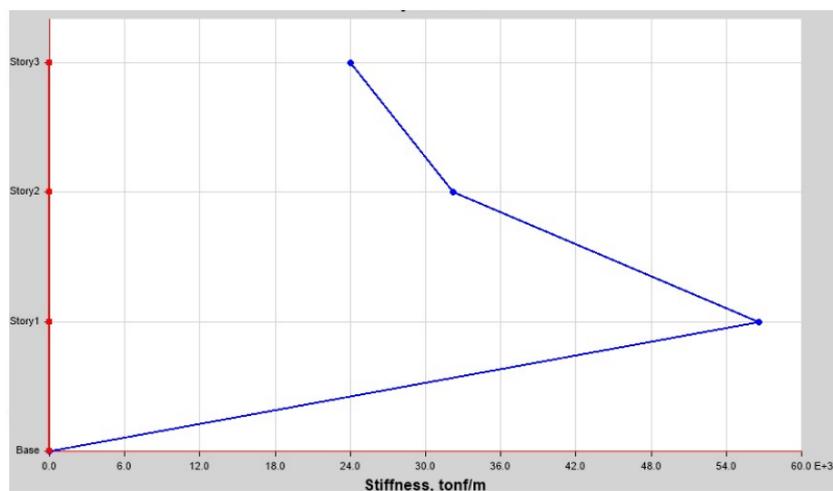


Figura 78. Rigidez del sistema estructural reforzado.

4.1.21.4. Máximas distorsiones laterales inelásticas.

Las máximas distorsiones laterales encontradas fueron de 6.43/1000 en el eje X; y en el eje Y, 1.98/1000; por lo que en la estructura reforzada se tuvo un valor significativamente menor a las máximas distorsiones laterales que la estructura sin reforzar. Esto puede verse en la Figura 79.

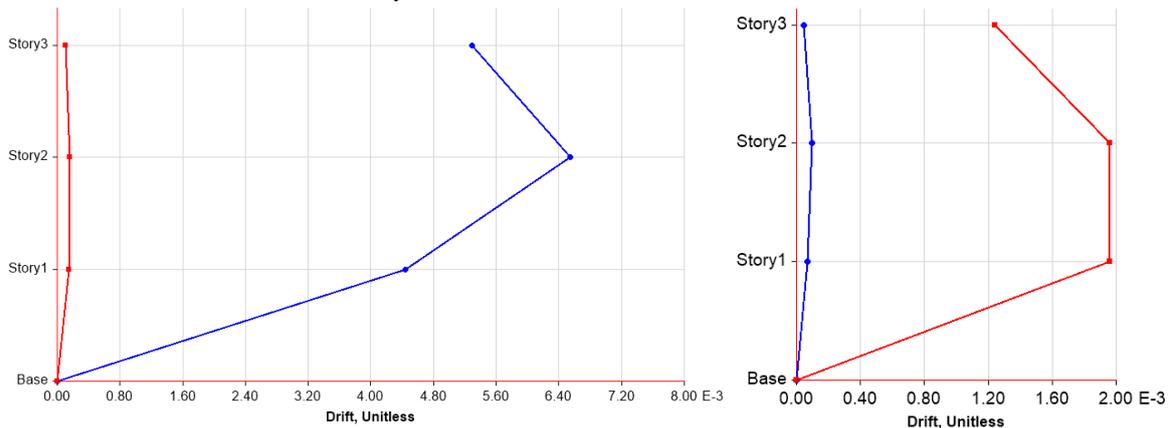


Figura 79. Máximas distorsiones laterales de la estructura reforzada en los ejes X e Y.

4.1.21.5. Curva de capacidad de la estructura analizada.

La curva de capacidad de la estructura sin reforzar muestra que la resistencia lateral en la dirección más débil tiene ahora un valor de casi 448t. Este es un valor que casi triplica el valor de la estructura sin reforzamiento (véase las figuras 80 y 81).

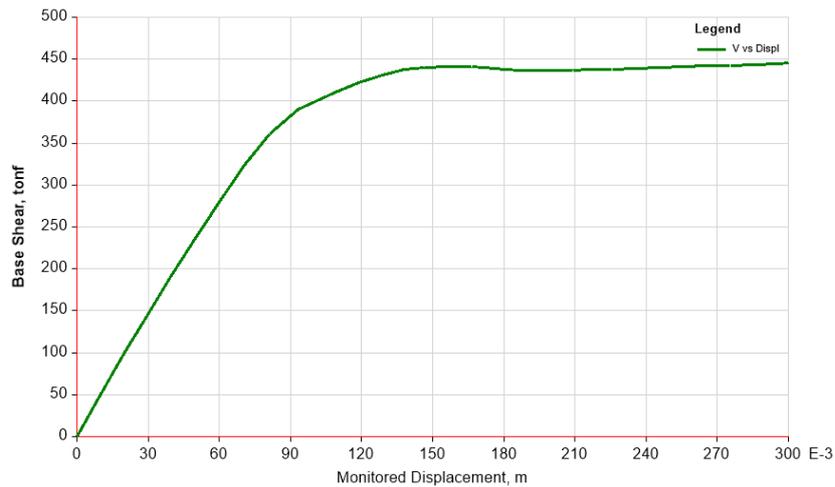


Figura 80. Función de comportamiento de la estructura analizada, obtenida de las cargas monotónicas en dirección X.

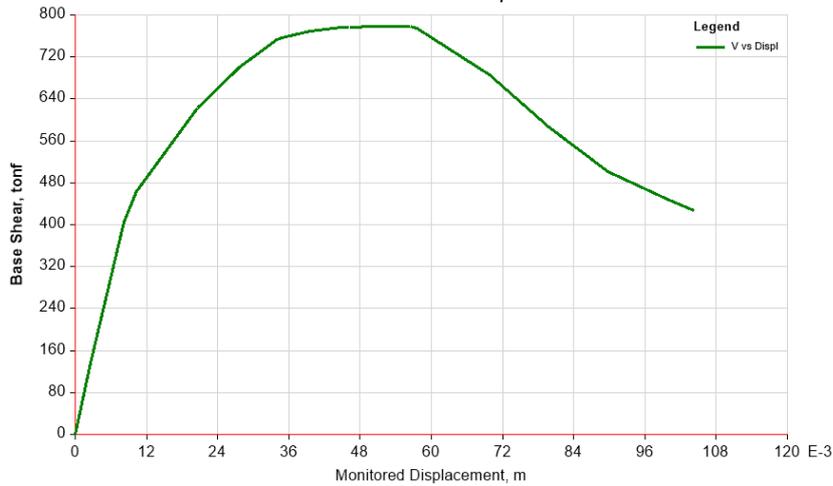


Figura 81. Función de comportamiento de la estructura analizada, obtenida de las cargas monotónicas en dirección Y.

4.1.21.6. Objetivos de desempeño sísmico.

Los objetivos de desempeño requerido en diferentes situaciones se muestran en la siguiente la Figura 83. Como se pueda apreciar, es deseable que, en el caso de sismos muy raros –como el analizado–, el desempeño sísmico esté por lo menos en protección contra colapso, siendo esto el objeto básico del diseño. Sin embargo, al tratarse de una edificación esencial, el objetivo de desempeño sería, por lo menos, operación con daños menores, lo que traducido en el lenguaje de la norma peruana es seguridad de vida.

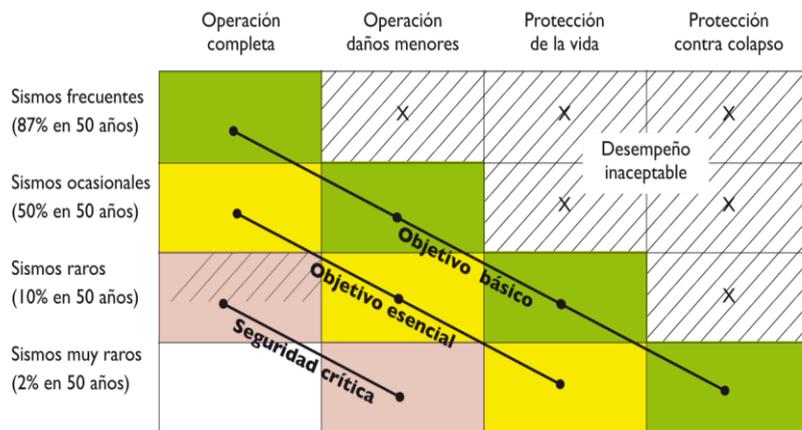


Figura 82. Niveles de demanda sísmica y desempeño sísmico mínimos. Tomado de Pérez-Gavilán (41).

En términos prácticos, es posible determinar el desempeño sísmico mediante el uso de la curva de capacidad de una estructura, con el criterio mostrado en las figuras 83 y 84. Este método consiste en determinar el desplazamiento lateral inelástico, y dividir este dominio en un número de partes. El desempeño sísmico se establece en función del punto de desempeño, de tal manera que, si el punto de desempeño cae en la zona elástica de la estructura, el desempeño sísmico será elástico, lo que en términos de desempeño sísmico se traduce como consecuencia cero.

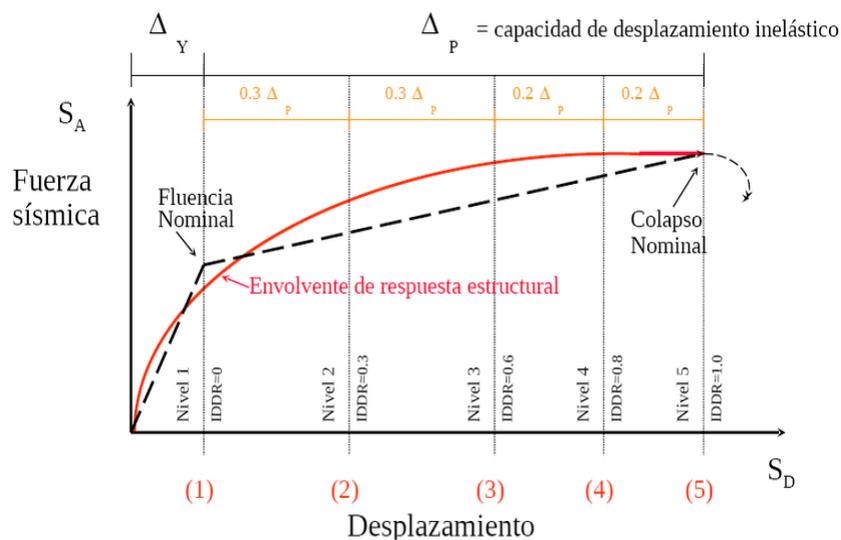


Figura 83. Criterios de evaluación de desempeño en función del desplazamiento de demanda. Tomado de Borda (42).

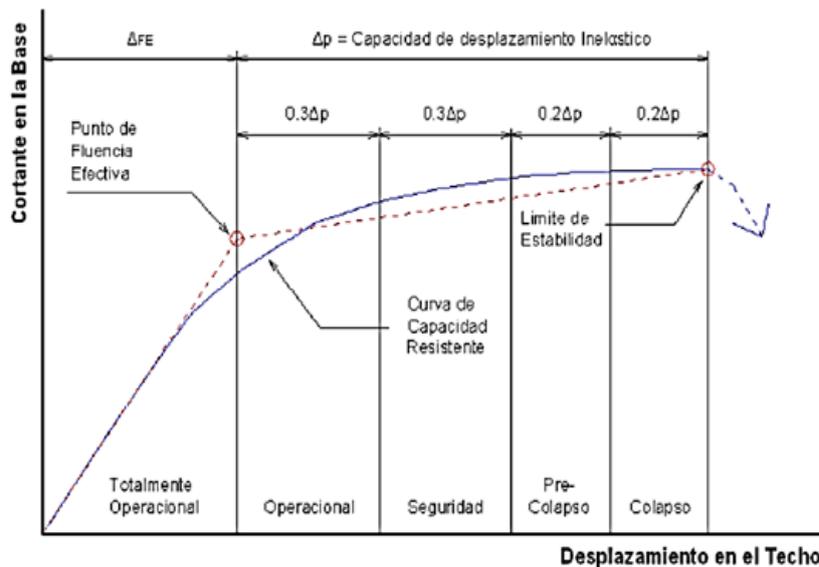


Figura 84. Niveles de desempeño sísmico en función de los desplazamientos. Tomado de Borda (42).

4.1.21.7. Determinación del punto de desempeño en X.

A continuación, a partir de la Tabla 39, se muestran los cálculos para determinar el punto de desempeño con el uso de la metodología de coeficiente de desplazamiento del FEMA 273.

- **Cálculo del Coeficiente Co:**

$$C_o = 1.3$$

Véase la Tabla 39.

Tabla 39. Valores recomendados del factor Co

Número de pisos	Valor de Co
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10 pisos	1.5

Nota. Tomado del Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 (2016).

- **Cálculo del Coeficiente C1:**

$$T_o = 0.6 \text{ s}$$

$$K_e = 4649.26 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad K_i = 5102.91 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad T_i = 0.46 \text{ s}$$

$$T_e = T_i \times \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} = 0.482 \text{ s}$$

$$C_1 = 1.5 - 0.5 \times \left(\frac{T_e - 0.1 \text{ s}}{T_o - 0.1 \text{ s}} \right) = 1.118$$

- **Cálculo del Coeficiente C2:**

$$C_2 = 1.0 + 0.2 \frac{T_e}{T_o} = 1.161$$

- **Aceleración espectral correspondiente al Te:**

$$S_a = 14.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

- **Cálculo del Coeficiente C3:**

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad V_y = 430 \text{ tonf} \quad w = 830 \text{ tonf} \quad \alpha_o = 0.0$$

$$R = \frac{Sa}{\frac{g}{Vy} \times \frac{1}{Co}} = 2.24 \qquad C3 = 1 + \frac{\alpha o(R - 1)^{1.5}}{Te \frac{1}{s}} = 1$$

- **Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo:**

$$Dt = Co \times C1 \times C2 \times C3 \times Sa \times \frac{Te^2}{4 \times \pi^2} = 0.147 \text{ m}$$

$$Dmax = 1.5 \times Dt = 0.22 \text{ m}$$

Teniendo como base los resultados, el desempeño sísmico de la estructura reforzada es de seguridad de vida, es decir, se cumplió con el objeto de desempeño sísmico. Esto puede verse en las figuras 85 y 86.

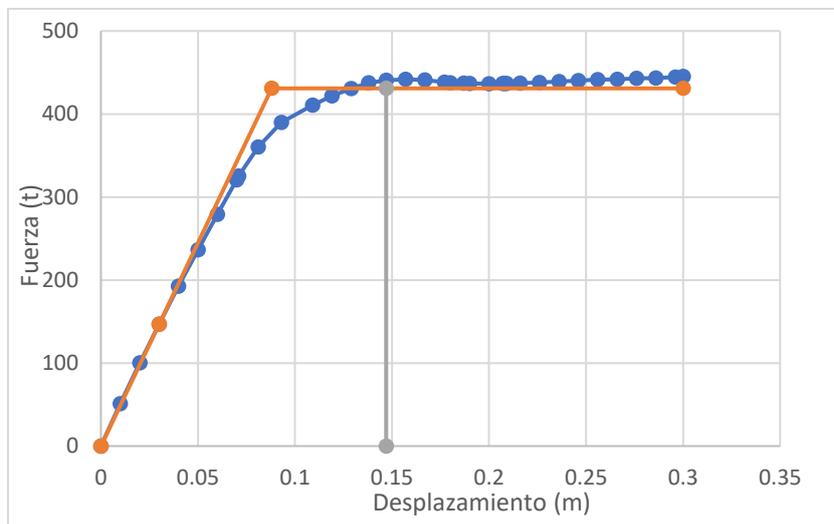


Figura 85. Estimación de la demanda de desplazamiento debido al sismo en dirección X.

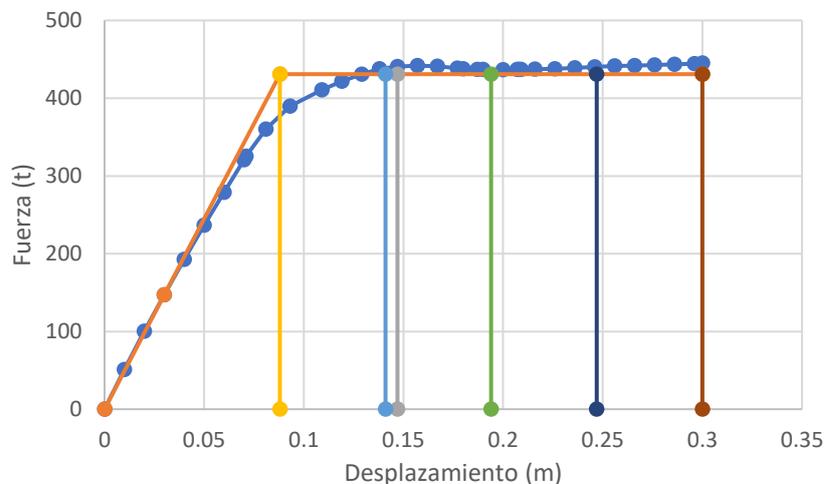


Figura 87. Estimación de la demanda de desplazamiento debido al sismo en dirección Y.

4.1.21.8. Determinación del punto de desempeño en dirección Y.

- **Cálculo del coeficiente Co:**

$$Co = 1.3$$

Véase la Tabla 40.

Tabla 40. Valores recomendados del factor Co

Número de pisos	Valor de Co
1	1
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10 pisos	1.5

Nota. Tomada del Reglamento Nacional de Edificaciones E-030 (2016).

- **Cálculo del Coeficiente C1:**

$$To = 0.6 \text{ s}$$

$$Ke = 50626.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad Ki = 64472.5 \frac{\text{tonf}}{\text{m}} \quad Ti = 0.17 \text{ s}$$

$$Te = Ti \sqrt{\frac{Ki}{Ke}} = 0.192 \text{ s}$$

$$C1 = 1.5 - 0.5 \left(\frac{Te - 0.1 \text{ s}}{To - 0.1 \text{ s}} \right) = 1.408$$

- **Cálculo del coeficiente C2:**

$$C2 = 1.0 + 0.2 \frac{Te}{To} = 1.064$$

- **Aceleración espectral correspondiente al Te:**

$$Sa = 14.8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

- **Cálculo del coeficiente C3:**

$$g = 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} \quad Vy = 644.72 \text{ tonf} \quad w = 830 \text{ tonf} \quad \alpha o = 0.0$$

$$R = \frac{Sa}{\frac{g}{Vy}} \times \frac{1}{Co} = 1.494 \quad C3 = 1 + \frac{\alpha o (R - 1)^{1.5}}{Te \frac{1}{s}} = 1$$

- **Cálculo del desplazamiento esperado y lateral máximo:**

$$Dt = Co \times C1 \times C2 \times C3 \times Sa \times \frac{Te^2}{4\pi^2} = 0.027m$$

$$Dmax = 1.5 \times Dt = 0.04 m$$

Asimismo, se presentan las figuras 87 y 88, de desempeño de la estructura en la dirección Y, y de desempeño en la misma dirección, respectivamente.

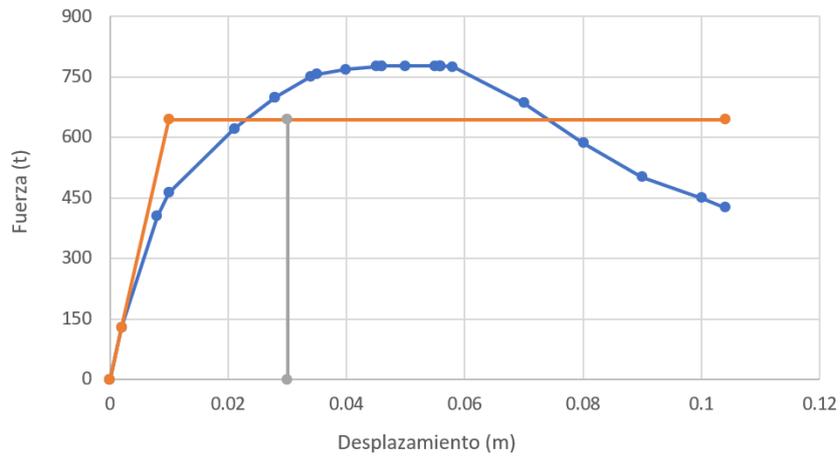


Figura 87. Estimación de la demanda de desplazamiento debido al sismo en dirección X.

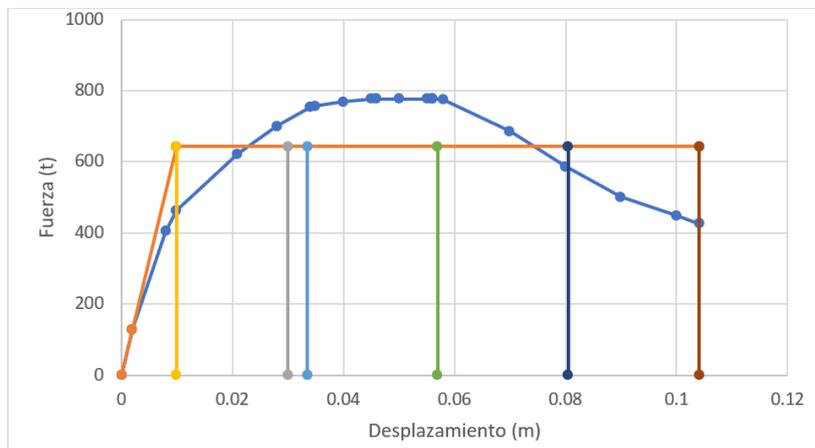


Figura 88. Estimación de la demanda de desplazamiento debido al sismo en dirección Y.

4.2. Discusión

Los resultados presentados muestran, en principio, que la estructura analizada en su estado actual presenta una serie de deficiencias estructurales, como una limitada rigidez lateral. A continuación, se exponen estas interpretaciones y se comparan con los resultados obtenidos de otros trabajos de investigación.

El estudio de las características estructurales de la edificación analizada mostró que las columnas existentes tuvieron secciones transversales de 25 cm x 45 cm, donde la menor dimensión se da en la dirección longitudinal; mientras que el mayor peralte se da en la dirección transversal. Las vigas transversales fueron principales, con dimensiones de 25 cm x 40 cm. De acuerdo con trabajos previos presentados por otros autores como, como el de Borja et al.⁸, el hecho de tener pórticos de concreto armado demasiado esbeltos provocará que la estructura analizada sea vulnerable a la acción de un sismo de gran magnitud. De hecho, los investigadores establecieron que el tener columnas con secciones transversales menores a 50 cm x 50 cm para estructuras de tres pisos a más, son susceptibles de la acción de sismos con periodos de retorno que varían de 475 años.

Los resultados encontrados también validaron con lo hallado por Pérez⁸, quien mostró que los sistemas estructurales de pórticos de concreto armado eran muy vulnerables a la acción de los sismos, si las secciones transversales propuestas para estas no son lo suficientemente rígidas. En este sentido, establece que las secciones transversales de 60 cm x 60 cm para una edificación de cuatro pisos a más, es lo mínimo recomendable.

Estos datos muestran que, efectivamente, las secciones transversales de poco tamaño pueden provocar que las estructuras sean susceptibles a la acción de sismos. En el caso analizado, con claridad las secciones transversales encontradas fueron menores a las recomendadas por las investigaciones revisadas, por lo que esto es un indicio de que el sistema estructural de la edificación no es el adecuado para la zona sísmica en la que se construyó. Además, es importante mencionar que, en la dirección transversal, las columnas están acopladas a un sistema de muros de albañilería confinada, por lo que se espera que la rigidez y resistencia del sistema estructural en esta dirección sea más que suficiente para resistir la demanda de desplazamientos impuesta por un sismo, definido por la norma peruana de diseño sísmico.

Los resultados del análisis modal espectral confirman que los máximos desplazamientos laterales de la estructura sometida a la acción de un sismo con un periodo de retorno, superó con mucha facilidad las máximas distorsiones establecidas en la norma peruana de

diseño sísmico. En este punto, conviene recordar que en la norma peruana de diseño sísmico peruana (E-030²⁵), se establecen límites de distorsiones laterales de entrepiso máximos de hasta 7/1000. Esta condición garantiza un desempeño sísmico razonable para la estructura analizada, o en términos equivalentes, garantiza una rigidez lateral mínima.

También, estos resultados están de acuerdo con los obtenidos en el trabajo de investigación del ingeniero Guillermo et al.¹², quienes encontraron que los sistemas estructurales basados en pórticos de concreto armado con columnas de secciones transversales inferiores a los recomendados poseen niveles de rigidez lateral inferiores a los que las normativas de diseño sísmico establecen. Especialmente, las máximas distorsiones laterales establecidas en la norma peruana, que resultó ser una norma muy exigente en cuanto a criterios de rigidez y desempeño sísmico.

Por último, la evaluación del desempeño sísmico realizada mediante el método del análisis estático no lineal ha revelado con contundencia absoluta que la demanda de desplazamientos laterales debido a un sismo consecuente con la norma peruana ha excedido los límites elásticos de la estructura analizada, y, por tanto, el desempeño sísmico operacional de la estructura. De hecho, de acuerdo con los resultados del análisis no lineal, se observó que la estructura analizada supera con facilidad el nivel de desempeño de prevención de colapso, lo que en términos prácticos significa que la rigidez de la estructura analizada es tal que no es capaz de tolerar la demanda de desplazamientos. No obstante lo anterior, es importante aclarar que en este punto el nivel de desempeños sísmico en la dirección transversal estuvo dentro de los parámetros sísmicos esperados; mientras que, en la dirección longitudinal, el desempeño sísmico fue prevención de colapso.

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

5.1.1. General

A lo largo de la investigación, los resultados muestran que la técnica de reforzamiento propuesta ha logrado incrementar la rigidez lateral de las columnas, ya que al inicio se tenía secciones en columnas de 0.45 m x 0.25 m y de 0.45 m x 0.30 m, incrementándose a 0.45 m x 0.75 m, en la sección tipo T; y a 0.45 m x 0.50 m, en la sección tipo L; lo cual evita el colapso de estas por la acción de un sismo de gran magnitud. Además, estos mismos resultados mostraron que el reforzamiento propuesto ha logrado mejorar, de manera notable, el desempeño sísmico, pasando de la prevención de colapso a seguridad de vida, lo que garantiza que la estructura no se derrumbará ante la ocurrencia de un evento telúrico, tal como indica la normativa peruana antisísmica E.030.

5.1.2. Específicas

1. El análisis de la curva de capacidad sin reforzamiento muestra que la capacidad de desplazamiento máxima fue de 150 mm, en dirección X; mientras que en dirección Y, 70 mm. Asimismo, los desplazamientos de fluencia fueron de 30 mm y 10 mm, en las direcciones X e Y, respectivamente. El reforzamiento propuesto logró incrementar la capacidad de deformación hasta 300 mm, en dirección X; mientras que en la dirección transversal, este fue de 57 mm. De la curva de capacidad obtenida para el caso de la estructura reforzada, se observa que la ductilidad obtenida con el reforzamiento alcanzó un valor de tres unidades, lo que resultó ser casi un 30% más respecto de la estructura sin reforzar. Estos resultados muestran que el reforzamiento propuesto logró una mejora considerable de los niveles de ductilidad de la estructura analizada.
2. La resistencia lateral de la estructura sin reforzar reportó valores de 135 t en la dirección X; en tanto que en la dirección Y, este parámetro llegó hasta 680 t; mientras que el reforzamiento propuesto al sistema estructural de interés logró resistencia en el orden de 448 t, en la dirección X; y 790 t, en la dirección Y. Como se puede apreciar, el reforzamiento ha logrado triplicar la resistencia lateral de la estructura analizada, consiguiendo así un nivel de desempeño sísmico que se encuentra en operacional y seguridad de vida, en la dirección X. En tanto que en la dirección Y, el desempeño sísmico alcanzado se situó en operacional, es decir, un sismo con un nivel de peligro

sísmico consecuente con la norma peruana de diseño sísmico no generará daños considerables en la estructura analizada.

3. En la evaluación inicial del sistema estructural se encontró una distorsión lateral máxima de 30/1000 en el eje X; y de 2.3/1000, en el eje Y, teniendo como parámetro de comparación la norma E-030, la cual señala que para elementos de concreto armado la deriva debe ser igual o menor a 7/1000; y para albañilería debe ser menor o igual a 5/1000; se concluye que en el eje X debe realizarse una mejora. Luego del reforzamiento propuesto, se logró una distorsión lateral máxima de 6.43/1000 en el eje X; y en el eje Y, de 1.98/1000. Así, en el eje Y, se cumplió con la normativa peruana; y en el eje X, se pudo reducir la distorsión lateral de 30/1000 a 6.5/1000, pudiendo afirmarse que con dicho reforzamiento se logró aumentar en forma considerable la rigidez en dicho eje. Con esto, se cumplió los parámetros de la norma E-030; además de los propuesto por Bartolomé et al.⁴³, que debe llegarse a derivas de 5/1000 o menos en este tipo de edificación.
4. Al principio, en el sistema estructural existente se notó un elevada flexibilidad en el eje X con una rigidez inicial máxima de 12334.41 Tnf/m. Tras el reforzamiento propuesto se alcanzó una rigidez máxima de 56570.9 Tnf/m, lo cual significa un incremento de 4.5 veces del valor inicial, pudiendo afirmarse que se logró la rigidez en el eje X, cumpliéndose los parámetros de la norma E-030.

5.2. Recomendaciones

1. Con base de hallado, se recomienda el reforzamiento de la estructura analizada, pues de los análisis efectuados, tanto el análisis lineal, como el estático no lineal, se observa que el comportamiento sísmico fue absolutamente ineficiente, superando con creces los máximos desplazamientos laterales y por tanto las máximas distorsiones laterales permitidas en la norma peruana de diseño sísmico.
2. Se recomienda el reforzamiento con encamisado de columnas, que es una técnica accesible, ya que los materiales y disponibilidad de mano de obra son asequibles en el país. Además, a partir de los valores obtenidos, la técnica de reforzamiento implementada en los términos vistos dentro de la tesis, resultarán en la mejora significativa del desempeño sísmico.

REFERENCIAS

1. Desastres, misiones, guerras, sismos, entre coberturas relevantes para Ecuador en estos 100 años de El Universo. Diario El Universo [en línea]. 2021 (16 de setiembre) [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://www.eluniverso.com/noticias/ecuador/desastres-misiones-guerras-sismos-entre-coberturas-relevantes-nota/>
2. Vásquez M. En: Nájjar B, Las razones por las que colapsaron tantos edificios en Ciudad de México (y no todas son el terremoto). BBC News [en línea]; 2017 (4 de octubre) [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://www.bbc.com/mundo/noticias-america-latina-41481250>
3. Basulto D. Terremoto en Chile [en línea]. Archdaily; 2010 (28 de febrero) [acceso el 21 de noviembre de 2021]. Disponible en <https://www.archdaily.pe/pe/02-37979/terremoto-en-chile>
4. Loa, GJF. Evaluación del desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997 [Tesis de maestría]. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) [en línea]; 2017 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/8618/LOA_GUST_AVO_DESEMPE%c3%91O_SISMICO_REFORZAMIENTO_EDUCATIVAS.pdf?sequence=1&isAllowed=y
5. Capeco: El 70% de viviendas en Lima son informales y vulnerables a un terremoto. Radio Programas del Perú (RPP) [en línea]; 2017 (26 de setiembre) [acceso el 21 de noviembre de 2021]. Disponible <https://rpp.pe/economia/economia/capeco-el-70-de-viviendas-en-lima-son-construidas-sin-normas-tecnicas-noticia-1078934>
6. Ríos A, André V. Estudio Comparativo de la Norma Peruana E.030 Diseño Sismorresistente y la Norma Chilena NCH433 Diseño Sísmico de Edificios, y su Aplicación a un Edificio de Concreto Armado [Tesis de licenciatura]. Tacna: Universidad Privada de Tacna [en línea]; 2017 [acceso 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12969/333/Alfaro-R%c3%ad0s-V%c3%adctor.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
7. Vargas AI. Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante Beam - Truss Model [Tesis de maestría]. Santiago de Chile: Pontificia Universidad

- Católica de Chile [en línea]; 2018 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://repositorio.uc.cl/handle/11534/22248>
8. Borja LF, Torres MJ. Diseño del reforzamiento estructural de un edificio de departamentos de 4 plantas ubicado en el Sector Quitumbe, ciudad de Quito, provincia de Pichincha (Tesis de licenciatura. Quito: Escuela Politécnica Nacional [en línea]; 2015 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/11859>
 9. Ccama J. Análisis y diseño estructural de edificio de concreto armado y comparación de la norma de diseño sísmico E030-2006 y la propuesta de norma E030-2014 [Tesis de licenciatura]. Arequipa: Universidad Nacional San Agustín de Arequipa (UNAS) [en línea]; 2017 [acceso 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/2417>.
 10. Pérez, A. Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos (Tesis de licenciatura). Chiclayo: Universidad César Vallejo (UCV) [en líneas]; 2019 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/31511>
 11. Cámara LM, Sánchez MA. Comparación de la norma venezolana COVENIN 1756:2001 “Edificaciones Sismorresistentes” con la norma chilena oficial NCh433.Of96 Mod. 2009 “Diseño sísmico de edificios” y su propuesta de norma técnica de emergencia [Tesis de licenciatura]. Caracas: Universidad Central de Venezuela [en línea]; 2012 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/446762688/TEG-Camara-Sanchez-pdf>
 12. Guillermo A, Silva S. Evaluación y diseño de dos propuestas de reforzamiento para vigas y columnas de concreto armado en una edificación de hotel [Tesis de licenciatura]. Lima: Universidad de Ciencias Aplicadas (UPC) [en línea]; 2019 [acceso el 21 de noviembre de 2021]. Disponible en: https://repositorioacademico.upc.edu.pe/bitstream/handle/10757/628230/Guillermo_TA.pdf?sequence=3&isAllowed=y
 13. Choque, JF, Luque ED. Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la Norma E.030 [Tesis de licenciatura]. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa (UNSA) [en línea]; 2019 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/8866>
 14. Ottazzi G. Apuntes del curso Análisis Estructural 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP); 2012.

15. Mendoza H, Yanqui ER. Diseño sísmico basado en el desempeño del nuevo pabellón de aulas de Ingeniería Civil UNSA [Tesis de licenciatura]. Arequipa: Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa (UNSA) [en línea]; 2019 [acceso el 20 de noviembre de 2021].
16. Muñoz A. Ingeniería sismorresistente. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP); 2015.
17. Harmsen T. Diseño de estructuras de concreto armado. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP); 2017.
18. Chopra AK, Goel RK. Un procedimiento de análisis modal de impulso para estimar las demandas sísmicas para edificios de plano asimétrico. Struct. Dyn. 2004; 33: 903-927.
19. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Norma E.020 Cargas. Lima: Diario Oficial El Peruano (9 de junio de 2006).
20. Dolšek C. El impacto de las incertidumbres de modelado en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios con armazón de hormigón armado. Madrid: Elsevier; 2013.
21. Fajardo, CAC. Evaluación estructural de una de las edificaciones del hospital ERM usando el método del espectro de capacidad [Tesis de licenciatura]. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería (UNI) [en línea]; 2012 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: https://sistemamid.com/panel/uploads/biblioteca/2014-12-18_07-54-49112723.pdf
22. Fajfar P. Método del espectro de capacidad basado en espectros de demanda inelásticos. Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural. 1999: 979.
23. Datta E. Desempeño sísmico de la estructura de bambú. Boletín de Ingeniería Sísmica. 2013: 13.
24. Chopra AK, Goel RK. Un procedimiento de análisis modal de impulso para estimar las demandas sísmicas para edificios de plano asimétrico. Struct. Dyn. 2004; 33: 903-927.
25. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Norma E.030 Diseño Sismorresistente. Lima: Diario Oficial El Peruano (7 de diciembre de 2018).
26. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Norma E.060 Concreto Armado. Lima: Diario Oficial El Peruano (8 de mayo de 2009).
27. Congona EM, Yucra JC. Diseño estructural sísmico comparativo aplicando el método de desempeño estático no lineal (PBD) y el método convencional de un edificio de concreto armado de 10 niveles [Tesis de licenciatura]. Arequipa: Universidad Nacional San Agustín de Arequipa (UNSA) [en línea]; 2016 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://es.scribd.com/document/506926433/Tesis-diseno-Estructural->

- Sismico-Comparativo-Aplicando-El-Metodo-de-Desempeno-Estatico-No-Lineal-Pbd-y-El-Metodo-Convencional-de-Un-Edificio-de-Conc
28. Aguiar R. Análisis sísmico por desempeño. Quito: Escuela Politécnica del Ejército (ESPE); 2003.
 29. Rodríguez-Infanzón O. Diseño por desempeño de edificios altos de hormigón armado a través del análisis no lineal de historia en el tiempo [Tesis de maestría]. Santiago de Cuba: Universidad de Oriente [en línea]; 2012.
 30. Arequipa: Unsa construirá nuevos pabellones en más de diez carreras universitarias. Diario La República [en línea]. 23 de setiembre de 2019 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://larepublica.pe/sociedad/2019/09/23/arequipa-uns-construira-nuevos-pabellones-en-mas-de-diez-carreras->
 31. SEAOC Vision 2000 Committee. Performance Based Seismic Engineering of Buildings. California: Structural Engineers Association of California; 1995.
 32. Comartin C, Niewiarowski RW, Rojhan CD. ATC-40. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings [en línea]. Redwood, CA: Seismic Safety Commission State of California; 1996 [acceso el 20 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://www.atcouncil.org/pdfs/atc40toc.pdf>
 33. Proaño, R. Reforzamiento estructural. Lima: Geocon; 2014.
 34. Soto EN. Rehabilitación de estructuras de concreto [Tesis de maestría]. México D.F.: Universidad Autónoma de México (UNAM) [en línea]; 2008 [acceso el 22 de noviembre de 2021]. Disponible en: https://repositorio.unam.mx/contenidos/rehabilitacion-de-estructuras-de-concreto-319549?c=BPdAOL&d=false&q=*&i=2&v=1&t=search_0&as=0
 35. Xilin L. Retrofitting Design of Building Structures. Boca Ratón, FL: CRC Press; 2010.
 36. Hernández R, Mellado C, Baptista P. Metodología de la Investigación. México D.F.: Prentice Hall; 2018.
 37. Tamayo M. El proceso de la investigación científica (4ª ed.). México, D. F: Limusa; 2003.
 38. Arias F. El proyecto de investigación. Introducción a la metodología científica. Caracas: Episteme; 2006.
 39. Aiken LR. Three Coeficients for Analyzing the Reliability and Validity of Ratings. Educational and Psychological Measurement. 1985; 45: 131-142.
 40. San Bartolomé A. Diseño de mallas electrosoldadas para el reforzamiento sísmico de viviendas de adobe típicas del Perú. Revista de la Facultad de Ingeniería de la

- Universidad Central de Venezuela [en línea]. 2005; 30(1). Disponible en: http://ve.scielo.org/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0798-40652015000100008
41. Pérez-Gavilán JJ, Aguirre J, Ramírez-Guzmán L. Sismicidad y seguridad estructurales en las construcciones: Lecciones aprendidas en México. *Salud Pública Mex* [en línea]. 2018 [acceso el 24 de noviembre de 2021]; 60(suplemento 1): s41-s51. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/323502143_Sismicidad_y_seguridad_estructural_en_las_construcciones_lecciones_aprendidas_en_Mexico/link/5a98b4c90f7e9ba42976ed3c/download
 42. Borda LM, Pastor AE. Desempeño sísmico de un edificio aporticado peruano de seis pisos [Tesis de licenciatura]. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP) [en línea]; 2011 [acceso el 24 de noviembre de 2021]. Disponible en: <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/974>
 43. San Bartolomé A, Quiun D, Silva W. Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería (2ª ed.). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP); 2015.
 44. Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Norma E.030 Sismorresistente. Lima: Diario Oficial El Peruano (9 de junio de 2006).

ANEXOS

ANEXO A. INSTRUMENTO DE INVESTIGACION

Nombre del instrumento: Procedimiento de recolección de datos, cálculo y verificación de encamisado para el pabellón de la Escuela Profesional de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín.

A.1. Recolección de datos en campo

- **Ensayo de Compresión de muestras cilíndricas:** De acuerdo con la NTP 339.034 revisada el 2018, este ensayo se realizará para la verificación de la resistencia del concreto en la estructura existente, previa extracción de núcleos.

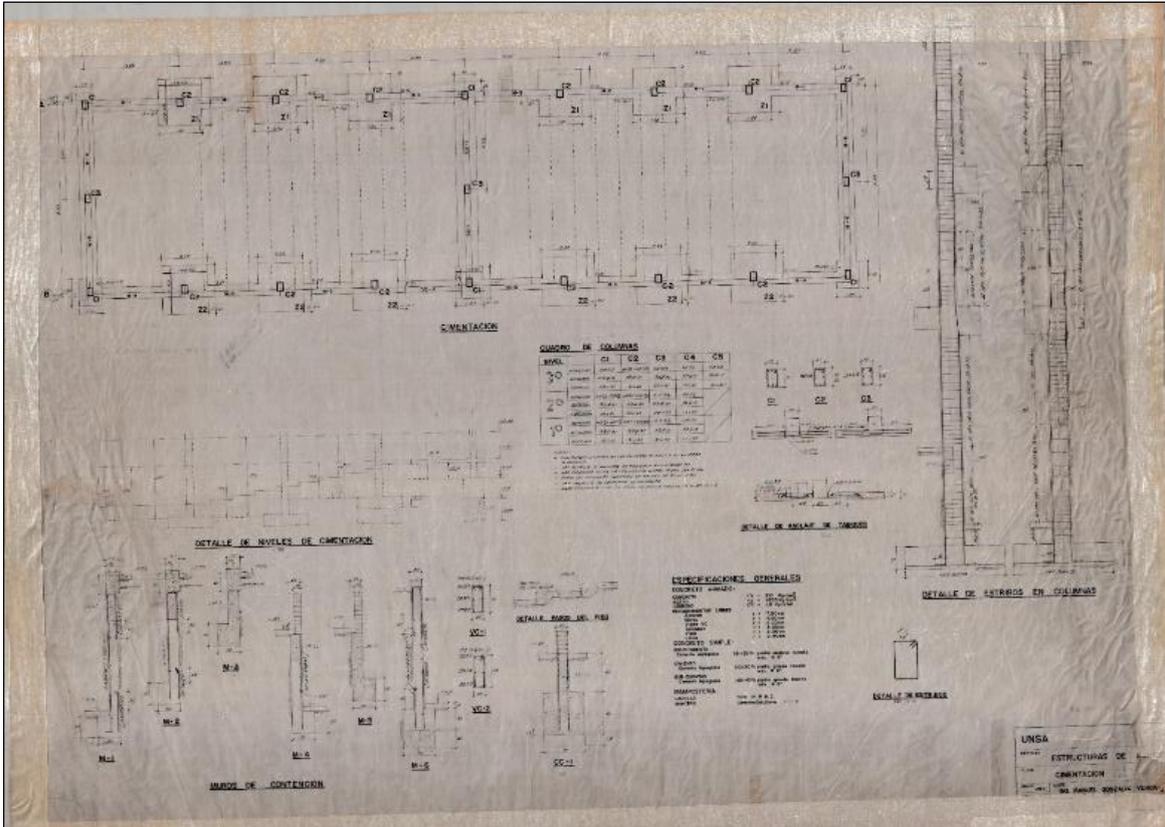


- **Verificación de medidas de elementos estructurales:** Se realizará la verificación en campo de las medidas reales de los elementos estructurales con una wincha. Se utilizará el siguiente formato:

 Universidad Continental	Verificación de medidas	
Columnas	B (cm)	T (cm)
P1C1		
P1C2		
P1C3		
P2C1		
P2C2		
P2C3		

A.2. Trabajos en Gabinete:

- **Digitalización de planos:** Debido a la antigüedad de la edificación y al estar impresos, los planos fueron digitalizados.



- **Evaluación de la información:** Luego de la obtención de la información en campo y los planos de la estructura existente, se procedió a evaluar el sistema estructural actual según la normativa vigente, para lo cual se utilizó lo siguiente:
 - *Software* ETABAS para el modelamiento de la estructura.
 - RNE, norma E-0.70 para la verificación de la estructura existente.
 - RNE, norma E-0.30 de verificación de parámetros sísmicos.
 - Z: Factor de zona.
 - U: Coeficiente de uso e importancia.
 - S: Factor de amplificación del suelo.
 - R: Coeficiente de reducción de fuerza sísmica.
 - C: Factor de amplificación sísmica.
 - T: Período fundamental de la estructura.
 - TP y TL: Períodos que dependen del tipo de suelo.
 - Sa: Espectro inelástico de pseudo-aceleración.

- RNE, norma E-0.20 de verificación de cargas.
- RNE, norma E-0.60 de verificación de elementos existentes.
- Revisión del desempeño sísmico.

- **Determinación del reforzamiento:** Se realizó de la siguiente manera:
 - Modelamiento por medio del *software* ETABS.
 - Máximos desplazamientos laterales.
 - Máximas distorsiones laterales.
 - Máximos fuerzas cortantes.
 - Revisión del desempeño sísmico.
 - RNE, norma E-0.30 de modelamiento y reforzamiento.
 - RNE, norma E-0.60 de diseño de elementos estructurales.
 - RNE, norma E-0.70 de densidad de muros.

ANEXO B. VERIFICACIÓN DE MEDIDAS EN COLUMNAS

 Universidad Continental	Verificación de medidas	
Columnas	B (cm)	T (cm)
P1C1	25.3	45.1
P1C2	30.2	45
P1C3	30	45
P1C4	25.2	45
P1C5	25	45.1
P1C6	25.3	45
P1C7	30.5	45
P1C8	30	45
P1C9	25.2	45.2
P2C1	25.1	45
P2C2	30	45
P2C3	30	45
P2C4	30	45
P2C5	25.3	45
P2C6	25	45
P2C7	25.2	45
P2C8	30.2	45
P2C9	30	45
P2C10	30	45
P2C11	25.5	45

Nota. P2 = Segundo nivel; P1 = Primer nivel.

ANEXO C. FORMATOS FIRMADOS POR LOS EXPERTOS CONSULTADOS

Experto N° 1

Formato de Validación de Criterios de Expertos

I. Datos Generales

Fecha	28/04/2021
Validador	Ing. Edén Angel Capcha Molina
Cargo e institución donde labora	Ingeniero estructural JNR consultores SAC/ Docente Universidad Nacional de Ingeniería
Instrumento a validar	Procedimiento de recolección de datos, cálculo y verificación para el Pabellón de Ingeniería industrial de la Universidad Nacional de San Agustín Arequipa
Objetivo del instrumento	Análisis estructural
Autor(es) del instrumento	Gabriela Antonova Oviedo Gutierrez

II. Criterios de validación del instrumento

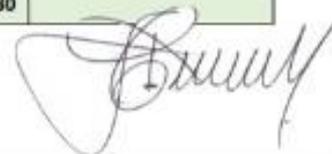
Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D	R	B	Observación
		(1)	(2)	(3)	
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			3	
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			3	
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			3	
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.			3	
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.			3	
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación con la teoría de las dimensiones de la variable.			3	
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo con dimensiones.			3	
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.			3	
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			3	
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			3	
TOTAL				30	

III. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = \frac{30}{30}$$



Ing. Edén Angel Capcha Molina

Experto N°2

Formato de Validación de Criterios de Expertos

I. Datos Generales

Fecha	28/04/2021
Validador	Ing. Karol Elizabeth Saenz Castro
Cargo e Institución donde labora	
Instrumento a validar	Procedimiento de recolección de datos, cálculo y verificación para el Pabellón de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín Arequipa
Objetivo del instrumento	Análisis estructural
Autor(es) del instrumento	Gabriela Antonova Oviédo Gutierrez

II. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D (1)	R (2)	B (3)	Observación
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			X	
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			X	
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			X	
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.			X	
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.			X	
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación con la teoría de las dimensiones de la variable.			X	
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo con dimensiones.			X	
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.			X	
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			X	
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			X	
TOTAL				30	

III. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = \frac{30}{30}$$


 Ing. Karol Elizabeth Saenz Castro

Experto N° 3

Formato de Validación de Criterios de Expertos

I. Datos Generales

Fecha	28/04/2021
Validador	Ing. Ritzy Tutty Nieto Lovón
Cargo e institución donde labora	Residente de Obra en la empresa C.C.G.E.M. SAC.
Instrumento a validar	Procedimiento de recolección de datos, cálculo y verificación para el Pabellón de Ingeniería Industrial de la Universidad Nacional de San Agustín Arequipa
Objetivo del instrumento	Análisis estructural
Autor(es) del instrumento	Gabriela Antonova Oviedo Gutierrez

II. Criterios de validación del instrumento

Revisar cada ítem del instrumento de recolección de datos y marcar con una equis (X) según corresponda a cada uno de los indicadores de la ficha teniendo en cuenta:

1	Deficiente (D)	Si menos del 30% de los ítems cumplen con el indicador
2	Regular (R)	Si entre el 31% y 70% de los ítems cumplen con el indicador
3	Buena (B)	Si más del 70% de los ítems cumplen con el indicador

Criterios	Indicadores	D	R	B	Observación
		(1)	(2)	(3)	
PERTINENCIA	Los ítems miden lo previsto en los objetivos de investigación.			3	
COHERENCIA	Responden a lo que se debe medir en la variable, dimensiones e indicadores.			3	
CONGRUENCIA	Están acorde con el avance de la ciencia y tecnología.			3	
SUFICIENCIA	Son suficientes en cantidad para medir los indicadores de la variable.			3	
OBJETIVIDAD	Se expresan en comportamientos y acciones observables y verificables.			3	
CONSISTENCIA	Se han formulado en relación con la teoría de las dimensiones de la variable.			3	
ORGANIZACIÓN	Son secuenciales y distribuidos de acuerdo con dimensiones.			3	
CLARIDAD	Están redactados en un lenguaje claro y entendible.		2	3	
OPORTUNIDAD	El instrumento se aplica en un momento adecuado.			3	
ESTRUCTURA	El instrumento cuenta con instrucciones y opciones de respuesta bien definidas.			3	
TOTAL			2	27	

III. Coeficiente de Validez

$$\frac{D + R + B}{30} = 0.97$$



ING. CP. RITZY TUTTY NIETO LOVÓN
Registro 180188 - CIVIL

Ing. Ritzy Tutty Nieto Lovón

ANEXO D. RESULTADO DEL ENSAYO DE COMPRESIÓN DE CONCRETO

 Universidad Continental		Resumen de Resultados - Ensayo de Compresión de Concreto		
Muestra N°	Elemento	Nivel	Diámetro (in)	Resistencia obtenida (kg/cm ²)
1	Columna 1	1	3	230
2	Columna 2	1	3	218
3	Columna 3	2	3	211
Promedio				219.67
4	Viga	1	3	190