



FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO ESTRUCTURAL METODOLOGÍA FEMA P58
PARA ESTIMAR RESILIENCIA SÍSMICA EN UNA
VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LIMA - PERÚ**

**PRESENTADA POR
ROBERT JUNIOR HUAMAN ESCOBAR
SANDRA SOPLA PINEDO**

**ASESOR
VÍCTOR ANTONIO ZELAYA JARA**

**TESIS
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

**LIMA – PERÚ
2023**



CC BY-NC-ND

Reconocimiento – No comercial – Sin obra derivada

El autor sólo permite que se pueda descargar esta obra y compartirla con otras personas, siempre que se reconozca su autoría, pero no se puede cambiar de ninguna manera ni se puede utilizar comercialmente.

<http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>



**FACULTAD DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**DISEÑO ESTRUCTURAL METODOLOGÍA FEMA P58 PARA
ESTIMAR RESILIENCIA SÍSMICA EN UNA VIVIENDA
MULTIFAMILIAR EN LIMA - PERÚ**

TESIS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR

HUAMAN ESCOBAR, ROBERT JUNIOR

SOPLA PINEDO, SANDRA

ASESORES

ZELAYA JARA, VÍCTOR ANTONIO

LIMA – PERÚ

2023

DEDICATORIA

A mis padres, Elizabeth Escobar y Robert Huaman, por toda la paciencia y el apoyo incondicional que me han brindado para lograr mi anhelo. Con todo el amor y cariño esta tesis es para ustedes.

Robert Junior Huamán Escobar

DEDICATORIA

A mis padres, Celofias Soplá y Eucebia Pinedo por el soporte y motivación inquebrantable; a mis hermanas Mariángel y Mercedes por sus consejos y atenciones y a todos aquellos que contribuyen en mi formación como profesional. Con el mayor de los afectos esta investigación está dedicada a todos ellos.

Sandra Soplá Pinedo

AGRADECIMIENTO

Agradecemos a Dios, por brindarnos la virtudes y capacidades para alcanzar nuestras metas; al Mag. Ing. Juan Manuel Oblitas Santa María, por guiarnos en este camino en la búsqueda del saber, brindaron sus conocimientos con esmero y profesionalismo, para que podamos alcanzar nuestros objetivos en este camino de la investigación. Igualmente agradecemos a la Universidad de San Martín de Porres, que nos acogió en la Facultad de Ingeniería y Arquitectura para formarnos como profesionales que contribuyan al desarrollo de la sociedad; asimismo, a sus docentes, a quienes siempre tendremos presentes en nuestra vida profesional.

Robert Junior Huamán Escobar
Sopla Pinedo Sandra

ÍNDICE

	Página
RESUMEN	xixiii
ABSTRACT	xxiv
INTRODUCCIÓN	xv
CAPÍTULO I. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	
1.1 Descripción del problema	1
1.2 Formulación del problema	6
1.3 Objetivos	6
1.4 Justificación e importancia de la investigación	8
1.5 Alcances y limitaciones	9
1.6 Impacto potencial	9
1.7 Viabilidad de la investigación	10
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes de la investigación	11
2.2 Bases teóricas	15
2.3 Definición de términos básicos	70
2.4 Formulación de la hipótesis	71
CAPÍTULO III. METODOLOGÍA	
3.1 Diseño metodológico	72
3.2 Población y muestra	73
3.3 Definición de variables	77
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	77
3.5 Técnicas e instrumentos de procesamiento de los datos	82
3.6 Procedimiento	83
CAPÍTULO IV. DESARROLLO	
4.1 Generalidades	86

4.2	Obtención de los parámetros sísmicos	90
4.3	Establecimiento de objetivos de resiliencia	94
4.4	Modelado de la estructura	95
4.5	Análisis sísmico lineal	101
4.6	Diseño Estructural	108
4.7	Análisis no lineal	118
4.8	Estimación de resiliencia sísmica según Metodología FEMA P-58	131
CAPÍTULO V. RESULTADOS		
5.1	Evaluación de resiliencia sísmica en base a un diseño convencional vs el diseño estructural según metodología FEMA P-58	150
5.2	Costo de reparación en un diseño estructural según metodología FEMA P-58.	156
5.3	Tiempo de reparación en un diseño estructural según metodología FEMA P-58.	159
5.4	Probabilidad de heridos en un diseño estructural según metodología FEMA P-58.	159
CAPÍTULO VI. DISCUSIÓN		
6.1	Discusión de hipótesis	166
6.2	Discusión de antecedentes	168
CONCLUSIONES		171
RECOMENDACIONES		173
FUENTES DE INFORMACIÓN		175
ANEXOS		179

ÍNDICE TABLAS

Página

Tabla 1.	Población y viviendas afectadas en Lima Metropolitana y Callao según escenarios sísmico de 8.8 Mw	2
Tabla 2.	Valores de dispersión para garantía de calidad de construcción	49
Tabla 3.	Valores de dispersión para la calidad del modelo analítico	49
Tabla 4.	Dispersiones por defecto para la variabilidad entre registros sísmicos y la incertidumbre en la modelización para un análisis simplificado	57
Tabla 5.	Ejemplo de modos de colapso, coeficientes de área de colapso y probabilidades de muertes y lesiones graves para una edificación hipotética	62
Tabla 6.	Operacionalización de variable dependiente e independiente	77
Tabla 7.	Representación de los elementos estructurales	88
Tabla 8.	Cargas muertas consideradas	88
Tabla 9.	Consideraciones para idealización de estructura	89
Tabla 10.	Factores de zona	91
Tabla 11.	Peso por espesores de Losa	96
Tabla 12.	Metrado Cargas Losa Aligerada-Planta pisos típicos	96
Tabla 13.	Metrado Cargas Losa Aligerada-Planta azotea	97
Tabla 14.	Metrado Cargas Losa Maciza-Planta pisos típicos	97
Tabla 15.	Metrado Cargas Losa Maciza-planta Azotea	97
Tabla 16.	Metrado Cargas Viga principal	98
Tabla 17.	Metrado Cargas Viga Chata	98
Tabla 18.	Metrado Cargas Viga de Amarre	98
Tabla 19.	Periodos de vibración de la edificación	101
Tabla 20.	Periodos para modos fundamentales	102
Tabla 21.	Fuerzas cortantes basales	104
Tabla 22.	Verificación del sistema estructural	105
Tabla 23.	Parámetros del análisis sísmico estático	106
Tabla 24.	Fuerza cortante en la dirección X	107
Tabla 25.	Fuerza cortante en la dirección Y	107
Tabla 26.	Factores de escalamiento corregidos	108
Tabla 27.	Cuantía de acero en columnas	112
Tabla 28.	Estribos de confinamiento	112
Tabla 29.	Registros sísmicos	125

Tabla 30.	Niveles de intensidad de Peligro Sísmico Uniforme	126
Tabla 31.	Derivas de Entrepiso Dirección EW (m)	128
Tabla 32.	Derivas de Entrepiso Dirección NS (m)	129
Tabla 33.	Aceleraciones de Piso (m/seg ²)-Dirección EW	129
Tabla 34.	Aceleraciones de Piso (m/seg ²)-Dirección NS	129
Tabla 35.	Rotación de Vigas (radianes)-Dirección EW	130
Tabla 36.	Rotación de Vigas (radianes)-Dirección NS	130
Tabla 37.	Información de la edificación para trabajo en el PACT	132
Tabla 38.	Elementos estructurales	135
Tabla 39.	Elementos no estructurales	136
Tabla 40.	Costos de materiales de construcción en regiones de análisis	138
Tabla 41.	Ratios del costo de reparación local (RCR)	139
Tabla 42.	Datos básicos ingresados al PACT	140
Tabla 43.	Periodos de la estructura	146
Tabla 44.	Datos extraídos de la Curva de Probabilidad Anual de excedencia	147
Tabla 45.	Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos dedesempeño	158
Tabla 46.	Tiempo de reparación por piso, grupos de desempeño y total	161
Tabla 47.	Elementos de la estructura que causaron Fatalidades y heridos	165
Tabla 48.	Discusión hipótesis general	167
Tabla 49.	Discusión de Hipótesis específica 1	167
Tabla 50.	Discusión de Hipótesis específica 2	168
Tabla 51.	Discusión de Hipótesis específica 3	168
Tabla 52.	Contrastación con los antecedentes internacional	169
Tabla 53.	Contrastación con los antecedentes nacional	170

ÍNDICE DE FIGURAS

	Página.
Figura 1. Datos de población y viviendas afectadas según escenarios de 8.8 Mw	2
Figura 2. Mapa de acoplamiento sísmico	3
Figura 3. Diagrama de Causa y Efecto	6
Figura 4. Volúmenes de informe del FEMA P-58	16
Figura 5. Función de desempeño hipotética	18
Figura 6. Proceso de diseño basado en desempeño para una estructura	20
Figura 7. Flujograma para evaluar el desempeño sísmico de una edificación	23
Figura 8. Nomenclatura para identificar entresijos y pisos de una edificación	25
Figura 9. Modelo poblacional correspondiente a ocupación de residenciales	26
Figura 10. Curva de Colapso Hipotética	28
Figura 11. Configuración de nombres de grupos de fragilidad	30
Figura 12. Pasos para identificar grupos de fragilidad que conforman una estructura	31
Figura 13. Organización de grupos de desempeño en una edificación de oficinas de 3 pisos	33
Figura 14. Curva de consecuencia hipotética vinculada a costos de reparación	35
Figura 15. Factores de conversión de costos	36
Figura 16. Caracterización del peligro sísmico para una evaluación basada en el tiempo	41
Figura 17. Modelos idealizados para elementos viga-columna 423	
Figura 18. Curvas idealizadas, derivadas de curvas de envolvente monotónica y cíclica	43
Figura 19. Curva esfuerzo-deformación con y sin efecto P-delta de una estructura envoladizo	44
Figura 20. Ley propuesta por Mander para el concreto	51
Figura 21. Relación de f'_{cc} y f'_c	51
Figura 22. Ejemplo de los resultados obtenidos en un Análisis Dinámico Incremental	59
Figura 23. Ejemplo de los resultados que se tienen utilizando la herramienta SPO2IDA	60

Figura 24.	Diagrama de flujo para el cálculo del desempeño en cada realización	64
Figura 25.	Función de fragilidad de colapso para un edificio hipotético	66
Figura 26.	Tres estados de daño secuenciales en base a funciones de fragilidad hipotética	67
Figura 27.	Distribución de la pérdida acumulada hipotética de los costos de reparación para una evaluación basada en escenarios o en la intensidad	69
Figura 28.	Desagregación hipotética de los costos de reparación por grupo de rendimiento	69
Figura 29.	Vista satelital de la zona en la que se ubica la muestra	73
Figura 30.	Plano de Ubicación de la edificación	74
Figura 31.	Corte longitudinal Vivienda multifamiliar de 6 niveles	76
Figura 32.	Norma Diseño Sismorresistente E030 – 2018	78
Figura 33.	Volumen 1,2 y 3 del FEMA P-58	79
Figura 34.	Herramientas digitales	79
Figura 35.	Software de AutoCAD	80
Figura 36.	Calicata para estudio de mecánica de suelos	80
Figura 37.	Recolección de datos - Estudio en Campo	81
Figura 38.	Estudio de Mecánica de Suelos - Análisis en Laboratorio	81
Figura 39.	Estudio de Mecánica de Suelos - Análisis en Laboratorio	82
Figura 40.	Mapa de procesos	85
Figura 41.	Corte longitudinal de edificio multifamiliar	86
Figura 42.	Zonas sísmicas NTP E.030-2018	90
Figura 43.	Valores de Amplificación Sísmica -Norma E.030 2018	91
Figura 44.	Categoría de la edificaciones y factor uso	92
Figura 45.	Valores Factor Suelo-Norma E.030 2018	93
Figura 46.	Valores de periodos T_P y T_L	93
Figura 47.	Distribución típica de techo -vista en planta	95
Figura 48.	Asignación de Cargas Para Elementos FRAME (Vigas) – vista 3	99
Figura 49.	Modelamiento Estructural Vista Planta	100
Figura 50.	Modelamiento Estructural Vista 3D	100
Figura 51.	Definición del Espectro de Respuestas Dirección X	102
Figura 52.	Definición del Espectro de Respuestas Dirección Y	103
Figura 53.	Derivas de Entrepiso - Dirección X	104
Figura 54.	Derivas de Entrepiso -Dirección Y	105
Figura 55.	Acero para el refuerzo longitudinal	110

Figura 56.	Modelado de cimentación utilizando el software SAFE	116
Figura 57.	Diseño de cimentación	117
Figura 58.	Selección del tipo de concreto para análisis no lineal	118
Figura 59.	Definición del acero	119
Figura 60.	Modelamiento no lineal para elementos estructurales – vista en planta	120
Figura 61.	Modelamiento no lineal para elementos estructurales – Vista en 3D	121
Figura 62.	Curva de capacidad dirección X	122
Figura 63.	Curva de capacidad dirección Y	123
Figura 64.	Registro sísmico sin corrección	125
Figura 65.	Registro sísmico corregido	125
Figura 66.	Espectro de peligro uniforme	127
Figura 67.	Información general de la edificación - Software PACT	131
Figura 68.	Ingreso de datos en la Opción Información de la Estructura	133
Figura 69.	Selección de ocupación de la vivienda en el PACT	134
Figura 70.	Fragilidad de componentes del software PACT	135
Figura 71.	Grupos de desempeño ingresados al PACT	137
Figura 72.	Curva de Capacidad obtenida del análisis Pushover	140
Figura 73.	Ajuste de la Curva de Capacidad mediante el SPO2IDA	140
Figura 74.	Resultados del SPO2IDA	142
Figura 75.	Modos de colapso	143
Figura 76.	Consecuencias de colapso	144
Figura 77.	Ingreso de los 7 registros sísmicos	144
Figura 78.	Ingreso de datos para la dirección 1 -Parámetro de demanda: DerivaEfectiva	145
Figura 79.	Curva de Probabilidad Anual de excedencia	147
Figura 80.	Nivel de intensidad elegido para análisis	148
Figura 81.	Desarrollo – Mapa de procesos	149
Figura 82.	Resultados de los diseños estructurales realizados (Diseño convencional Vs.Diseño con FEMA P-58)	151
Figura 83.	Costos de reparación por grupos de desempeño (Diseño convencional Vs.Diseño con FEMA P-58)	152
Figura 84.	Costo total de reparación (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58)	153
Figura 85.	Tiempo de reparación por grupos de desempeño (Diseño convencional Vs.Diseño con FEMA P-58)	154
Figura 86.	Tiempo de reparación por componentes (Diseño	

	convencional Vs. Diseño conFEMA P-58)	154
Figura 87.	Tiempo de reparación por pisos (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58)	155
Figura 88.	Heridos y fatalidades (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58)	156
Figura 89.	Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño	157
Figura 90.	Porcentaje de costos de reparación respecto a grupo de desempeño	158
Figura 91.	Costos de reparación total en función de elementos estructurales y no estructurales	159
Figura 92.	Tiempo de rehabilitación por piso en base a los grupos de desempeño	160
Figura 93.	Tiempo de reparación por grupos de desempeño	161
Figura 94.	Tiempo de reparación por piso en porcentajes	162
Figura 95.	Tiempo de reparación en porcentaje en base a grupos de desempeño	162
Figura 96.	Fatalidades en función de los grupos de desempeño	164
Figura 97.	Heridos en función de los grupos de desempeño	165

RESUMEN

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 - 2018 posee una naturaleza prescriptiva, por lo cual no asegura un desempeño sísmico adecuada de una estructura. Esto ha originado que se planteen otras metodologías que permitan el diseño y construcción de edificios con una comprensión realista. Es así como en la presente investigación se realiza el diseño estructural según la metodología FEMA P-58 para optimizar la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima. La investigación se realizó, primero estableciendo objetivos de resiliencia para la edificación en estudio, para luego realizar una evaluación sísmica modal espectral, el diseño estructural y el análisis no lineal estático y dinámico tiempo historia. Todo ello para evaluar el desempeño sísmico de la edificación; y determinar si se alcanzó los objetivos establecidos, en base al costo de reparación, tiempo de reparación y fatalidades y heridos, mediante una metodología cuantitativa de tipo aplicada, de nivel predictivo y diseño no experimental. Como resultado se tiene que después de un evento sísmico cuyo periodo de retorno es igual a 475 años, para un periodo de vida de 50 años, la edificación tendrá un costo estimado de reparación igual al 7% del costo total, un tiempo de reparación igual a 5.3 meses y una cantidad de heridos igual a 3. En conclusión, el diseño estructural según la metodología FEMA P-58 permitió optimizar la capacidad de resiliencia sísmica de la vivienda multifamiliar de 6 niveles ubicado en el distrito Santiago de Surco, respecto al diseño realizado siguiendo los lineamientos de las Normas Técnicas Peruanas vigentes; pues el costo de reparación se redujo en US\$29,700.00, lo cual representa una reducción del 9% respecto al costo total. Asimismo, el tiempo de reparación disminuyó en 2.2 meses. Además, respecto a la cantidad de heridos se tuvo la reducción de un herido.

Palabras clave: FEMA P-58, resiliencia, PACT.

ABSTRACT

The Seismic Resistant Design Standard E.030 - 2018 has a prescriptive nature, therefore it does not ensure adequate seismic performance of a structure. This has caused other methodologies to be considered that allow the design and construction of buildings with a realistic understanding. This is how in the present investigation the structural design is carried out according to the FEMA P-58 methodology to optimize the capacity of resilience seismic in a 6-story multi-family dwelling in the Santiago de Surco district - Lima province and department. The research was carried out, first establishing objectives of resilience for the building under study, to then carry out a modal spectral seismic evaluation, structural design and nonlinear static and dynamic time history analysis. All this to evaluate the seismic performance of the building; and determine if the established objectives were achieved, based on the repair cost, repair time and fatalities and injuries, through an applied quantitative methodology, predictive level and non-experimental design. As a result, after a seismic event whose return period is equal to 475 years, for a life period of 50 years, the building will have an estimated repair cost equal to 7% of the total cost, a repair time equal to 5.3 months and a number of wounded equal to 3. In conclusion, seismic resilience of the 6-story multi-family dwelling located in the Santiago de Surco district, regarding the design carried out following the guidelines of the current Peruvian Technical Standards; since the repair cost was reduced by US\$29,700.00, which represents a reduction of 9% compared to the total cost. Likewise, the repair time decreased by 2.2 months. In addition, regarding the number of injured, there was a reduction of one injured.

Keywords: FEMA P-58, resilience, PACT.

NOMBRE DEL TRABAJO

**DISEÑO ESTRUCTURAL METODOLOGÍA
FEMA P58 PARA ESTIMAR RESILIENCIA
SÍSMICA EN UNA VIVIENDA MULTIFAMI
LI**

AUTOR

**ROBERT JUNIOR HUAMAN ESCOBAR / S
ANDRA SOPLA PINEDO**

RECUENTO DE PALABRAS

43398 Words

RECUENTO DE CARACTERES

223315 Characters

RECUENTO DE PÁGINAS

195 Pages

TAMAÑO DEL ARCHIVO

6.4MB

FECHA DE ENTREGA

Aug 3, 2023 7:46 AM GMT-5

FECHA DEL INFORME

Aug 3, 2023 7:49 AM GMT-5

● 16% de similitud general

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 16% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 8% Base de datos de trabajos entregados
- 4% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● Excluir del Reporte de Similitud

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)



INTRODUCCIÓN

A lo largo de la historia, las edificaciones han sufrido daños totales o parciales durante los terremotos (Villaverde, 2007). En el terremoto del año 2010, que afectó a Chile se originaron fallas inesperadas en edificaciones de mediana altura cuya estructura sismorresistente se basaba en estructuras de concreto armado (Westenenk, 2012). En la capital de Lima se predice un escenario cuyos efectos resultarían similares a lo sufrido en Chile. Además, la costa peruana, al formar parte del cinturón de Fuego del Pacífico, está expuesta a sufrir con relativa frecuencia, eventos sísmicos de magnitud elevada (Tavera y Buforn, 1998).

La adopción de metodologías y procedimientos que hagan posible establecer y estimar la capacidad de resiliencia sísmica de las edificaciones resulta imprescindible. Es reconocido que el diseño sísmico basado en desempeño propuesto por la metodología FEMA P-58, constituye una herramienta fundamental para minimizar efectos y daños de un evento sísmico (Applied Technology Council [ATC], 2018a). Así, en los últimos años, los investigadores han trabajado en procedimiento y metodologías para caracterizar el desempeño y resiliencia sísmica de las edificaciones (Structural Engineering Institute & American Society of Civil Engineers [ASCE/SEI], 2017).

Con el propósito de afrontar la realidad en mención, la investigación busca realizar el diseño estructural según la metodología FEMA P-58 para determinar la influencia en la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima, para lo cual se plantean los siguientes objetivos específicos:

Realizar un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 para determinar la influencia en el costo de reparación en una vivienda multifamiliar de 6 niveles; para ello se recolectó, organizó y evaluó información del análisis lineal y no lineal de la edificación en la Herramienta de Cálculo de Evaluación de Desempeño (PACT), en el que se consideró el costo del daño a los elementos no estructurales y estructurales de la edificación.

Realizar un diseño estructural según la metodología FEMA P58 para determinar la influencia en el tiempo de reparación en una vivienda multifamiliar de 6 niveles; para ello se recolectó, organizó y evaluó información del análisis lineal y no lineal de la edificación en el PACT, en el que se consideró el tiempo mínimo requerido para eliminar los potenciales riesgos de seguridad y ejecutar las reparaciones necesarias.

Realizar un diseño estructural según la metodología FEMA P58 para determinar la influencia en las fatalidades y heridos en una vivienda multifamiliar de 6 niveles; para lo cual se recolectó, organizó y evaluó información del análisis lineal y no lineal de la edificación en el PACT, en el que se consideró umbrales de la edificación en términos de la posibilidad de que los ocupantes de la edificación, durante de un terremoto, eviten lesiones corporales o pérdida de vidas.

En la implementación de la metodología, son probabilísticos los procedimientos, se considera explícitamente las incertidumbres y la resiliencia se expresa como las posibles consecuencias, en términos de pérdidas de vidas (heridos y fatalidades), pérdidas económicas directas (costos de reparación) y pérdidas Indirectas (tiempo de reparación).

Para el desarrollo de la presente investigación, primero se realizó la identificación de los planos arquitectónicos y ubicación de la muestra para programar y realizar estudios de mecánica de suelos, procediendo a identificar los parámetros sísmicos. Luego en base a antecedentes que indican los niveles de resiliencia de las edificaciones diseñadas con los códigos de diseños vigentes y los resultados de la evaluación realizada con FEMA P-58 al diseño estructural realizado en base a los lineamientos de las normativas peruanas, se estableció objetivos de resiliencia que optimicen la capacidad de resiliencia sísmica de la edificación. Con los objetivos establecidos se procedió a realizar el modelado estructural. Después, se realizó la evaluación sísmica lineal y no lineal. Finalmente utilizando el software PACT se verificó el cumplimiento de los objetivos de resiliencia sísmica de la vivienda multifamiliar de 6 niveles en base al costo de reparación, tiempo de reparación y fatalidades y heridos.

La presente investigación está constituida por seis capítulos. En el primero,

se aborda el planteamiento y formulación del problema general y específicos. Incluye los objetivos y la justificación e importancia de la investigación. En el segundo, el marco teórico antecedentes de la investigación, las bases teóricas, la definición de términos básicos y formulación de la hipótesis. En el tercero, la metodología, el diseño metodológico, la población y muestra, la definición y operacionalización de variables y las técnicas e instrumentos de recolección y procesamiento de datos. En el cuarto, se presenta la identificación de las características sismorresistentes, análisis diseño y evaluación sísmica de la edificación, los resultados en la estimación de la resiliencia sísmica de la edificación. En el quinto, se reportan los resultados de la investigación en función de los objetivos planteados y en el capítulo sexto se compara los resultados obtenidos con las hipótesis planteadas.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. Descripción del problema

En la historia, muchos movimientos sísmicos de gran magnitud han golpeado a las poblaciones de diferentes partes del planeta tierra. Eventos que han inquietado a los investigadores de la ingeniería estructural, pues pese a la continua propuesta de normativas de diseño sismorresistente; en la actualidad las normativas solo se enfocan a controlar la seguridad de sus ocupantes mas no en analizar la capacidad de resiliencia de la edificación. Esta realidad lleva a que ante un evento sísmico las estructuras queden cerca del colapso, con costos de recuperación elevados y en su mayoría de casos inhabitables, siendo necesaria la demolición. Estos hechos han marcado precedentes que motivan a los investigadores a desarrollar metodologías de diseño que alcancen otros niveles de resiliencia y logren predecir de una forma óptima las fallas que pueden sufrir los elementos no estructurales y estructurales de edificaciones ubicados en zonas de elevada sismicidad (Terán, 2010)

Perú es un país con un gran potencial de sufrir terremotos, pues se localiza en el Cinturón de Fuego del Pacífico. Este potencial sísmico se debe a la subducción de la placa Nazca bajo la Sudamericana (Centro de aprendizaje a distancia en Cajamarca (Cersa, 2022). Estudios realizados por centros de estimación, prevención y reducción de desastres muestran escenarios críticos por sismo en Lima Metropolitana y Callao basado en un sismo de magnitud 8.8 Mw. A continuación, en la tabla 1 y figura 1, se muestran estos escenarios.

Tabla 1.

Población y viviendas afectadas en Lima Metropolitana y Callao según escenarios sísmico de 8.8 Mw.

		Población *			
Fuente	Año	Muy alto	Alto	Medio	Total, población afectada
PREDES	2009	51,019	686,105		737,124
CENEPRED	2013	189,116	449,263	2,472,090	3,110,469

		Vivienda **			
Fuente	Año	Muy alto	Alto	Medio	Total, viviendas afectadas
PREDES	2009	200,347	348,239		548,676
CENEPRED	2013	46,997	102,745	563,565	7,136,307

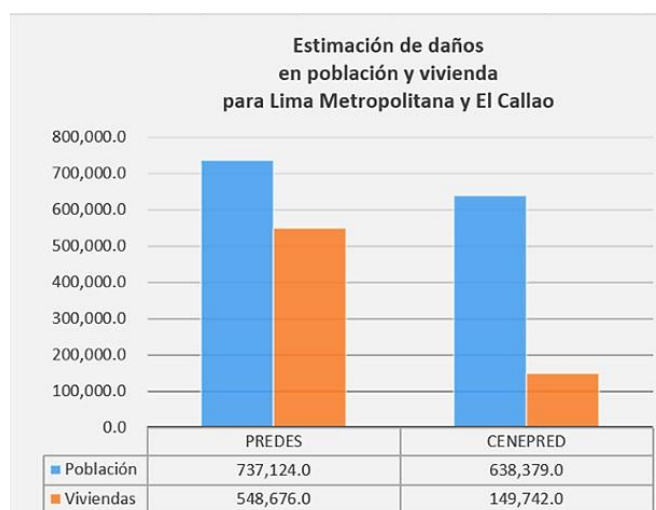
Nota: “*En el caso de PREDES Muy alto se refiere a población fallecida, Alto se refiere a población herida y medio a población no afectada.

**En el caso de PREDES Muy alto se refiere a viviendas colapsadas, Alto se refiere a viviendas afectadas y medio se refiere a viviendas no afectadas. Adaptado de INDECI, *Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw*”

Fuente: INDECI (2017). Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw. (indec.gov.pe)

Figura 1

Datos de población y viviendas afectadas según escenarios de 8.8 Mw.



Fuente: INDECI (2017). Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw. (indec.gov.pe)

La tabla y figura 1 presentan resultados de posibles daños, para un evento sísmico de Magnitud 8.8Mw en Lima Metropolitana y Callao: Por un

lado, el estudio del 2009 realizado por el “Centro de Investigación y Prevención de Desastres (PREDES), en el que concluye indicando que un aproximado de 200,347 viviendas pueden colapsar y otras 348,329 se verán gravemente afectados. Además, estimó que 51.019 personas morirían y 686.105 resultarían heridas. Por otro lado, el Centro Nacional de Evaluación y Prevención de Desastres (CENEPRED) en 2013, usando el mapa de zonificación sísmico-geotécnica del CISMID y el proyecto SIRAD, identificó zonas potencialmente críticas a priorizar en caso de un desastre en Lima metropolitana. En ese marco se identificaron 46.997 viviendas y 449.263 habitantes de muy alto riesgo (Instituto Nacional de Defensa Civil [INDECI], 2017).

Por otra parte, Hernando Tavera, jefe del Instituto Geofísico del Perú (IGP) advierte que actualmente en Lima, el cual forma parte de la costa central del Perú, hay una acumulación de energía sísmica de más de 275 años. La figura 2 muestra el mapa de acoplamiento sísmico publicado por el IGP, el cual evidencia el riesgo de sufrir un movimiento telúrico de magnitud 8.8 en Lima, esto debido al silencio sísmico existente desde el terremoto de 1746, en el que casi el 10% de la población perdió la vida.

Figura 2

Mapa de acoplamiento sísmico.



Fuente: Tavera (2022). ¿Sabes cuántos años de silencio sísmico tiene Lima? Andina (<https://andina.pe>)

Sumado a esto, las normas de construcción vigentes en el Perú tienen

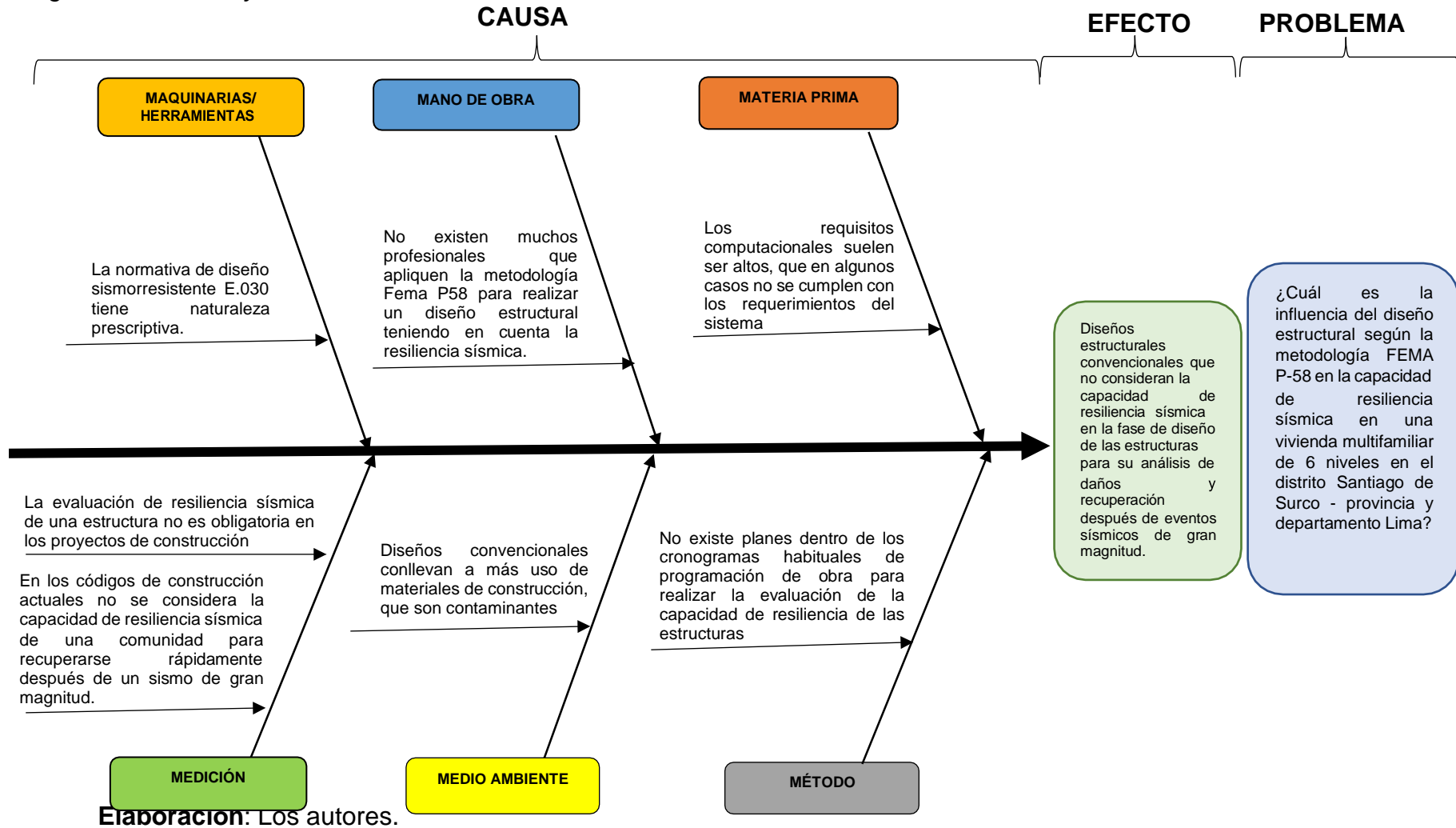
un carácter prescriptivo y se enfocan principalmente en prestar un nivel de protección de seguridad de vida cuando ocurre un evento sísmico, más no ofrecen al diseñador una manera de conseguir otros niveles de rendimiento, para así controlar los daños. Durante un evento sísmico de nivel de diseño, una edificación diseñada según las normativas actuales podría conseguir el objetivo de evitar la pérdida de vidas o lesiones que sitúen en peligro la vida de los ocupantes de la edificación. A pesar de lo indicado, el rendimiento previsto muchas veces no es el esperado, y la capacidad verdadera de los diseños resultantes a fin de otorgar el rendimiento previsto rara vez se evalúa o comprende (ATC, 2018a).

Lo expuesto evidencia, que cuando un evento sísmico de elevada magnitud golpea a la ciudad de Lima muchas edificaciones podrían cumplir su objetivo de seguridad de vida de los ocupantes, pero aun así podrían sufrir daños estructurales y no estructurales, causando pérdidas post-terremoto grandes en términos económicos y de vida. Por tanto, surge la interrogante sobre si ¿Es posible diseñar un edificio con una comprensión realista y confiable del riesgo de vida, ocupación y pérdida post-terremoto?, pues los objetivos de diseño considerados en la normativa peruana vigentes para el diseño sismorresistente no toman en consideración estos factores de daño post-terremoto, su característica prescriptiva dificulta que el propietario o diseñador de un edificio seleccione el objetivo de resiliencia deseado para una edificación.

En efecto de lo antes mencionado, la investigación tiene como objeto investigar la influencia del diseño estructural según la metodología FEMA P-58 en la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar; así mismo tener un precedente de implementación de la metodología en diseños estructurales, siendo una referencia para los profesionales diseñadores en la que se pueden apoyar y basar para el uso de nuevas metodologías al diseñar, en base a la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 - 2018, abriendo así la posibilidad de una comprensión más realista del diseño, dejando de lado la naturaleza prescriptiva actual de la norma. Es por ellos, que, habiendo comprobado los diversos criterios, manifestados por los expertos de la materia, los resultados fueron plasmados en un diagrama Causa y Efecto como se muestra en la Figura 3.

Figura 3

Diagrama de Causa y Efecto



1.2. Formulación del problema

1.2.1. Problema general

¿Cuál es la influencia del diseño estructural según la metodología FEMA P-58 en la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima?

1.2.2. Problemas específicos

¿Cuál es la influencia del diseño estructural según la metodología FEMA P58 en el costo de reparación en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima?

¿Cuál es la influencia del diseño estructural según la metodología FEMA P58 en el tiempo de reparación en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima?

¿Cuál es la influencia del diseño estructural según la metodología FEMA P58 en la cantidad de heridos en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima?

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

Realizar el diseño estructural según la metodología FEMA P-58 para determinar la influencia en la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

1.3.2. Objetivos específicos

Realizar un diseño estructural según la metodología FEMA P58 para determinar la influencia en el costo de reparación en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

Realizar un diseño estructural según la metodología FEMA P58 para determinar la influencia en el tiempo de reparación en una vivienda

multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

Realizar un diseño estructural según la metodología FEMA P58 para determinar la influencia en la cantidad de heridos en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

1.4. Justificación e importancia de la investigación

De acuerdo con la descripción realizada en la situación problemática, el Perú es un país que debe estar preparado para afrontar catástrofes provocadas por un terremoto de gran magnitud, pues está expuesto a sufrir eventos sísmicos específicamente la parte central del país, en el que se incluye a la ciudad de Lima, la cual tiene un silencio sísmico de más de 275 años. A pesar de esto, los códigos de construcción vigentes en el país no consideran la capacidad de resiliencia sísmica. Por lo tanto, se justifica la necesidad de complementar los códigos de diseño sismorresistente vigentes, con metodologías nuevas, como la desarrollada por la “Agencia Federal de Manejo de Emergencias” FEMA P-58, la cual propone diseños basados en el desempeño, el cual permite mejorar la capacidad de resiliencia de las edificaciones.

Los diseños estructurales basados en la metodología FEMA P-58 en un país altamente sísmico como lo es el Perú, va permitir la construcción de edificios con una comprensión confiable y realista de la ocupación, riesgo de vida, y pérdida económica que puede darse como consecuencia de futuros terremotos, pues los diseñadores y clientes podrán establecer niveles de desempeño o resiliencia sísmica que la edificación alcanzará. Además, esta metodología es importante, porque los diseñadores, no solo preverán el adecuado trabajo de los elementos estructurales, por el contrario, buscará que los elementos no estructurales de una edificación logren un desempeño sísmico ante un evento telúrico ya que según antecedentes sísmicos las fallas en elementos no estructurales han ocasionado fatalidades y pérdidas económicas.

En ese sentido la implementación de una metodología nueva como la FEMA P-58, es sumamente importante, pues puede aplicarse tanto a

construcciones nuevas como existentes ya sea evaluando o estableciendo objetivos de resiliencia, para que una edificación alcance niveles aceptables de resiliencia durante y después de un terremoto, disminuya el riesgo sísmico y otorgue variables de decisión a los clientes en base al costo de reparación, tiempo de reparación y heridos y fatalidades. Todas estas acciones beneficiarán a los diseñadores, clientes y usuarios de las edificaciones, pues ayudará a forjar estructuras correctamente diseñadas, que cuenten con buena rigidez y ductilidad para que su vulnerabilidad sísmica se vea reducida y de este modo preparar a la sociedad para ser más resiliente ante catástrofes provocadas por terremotos.

1.5. Alcances y limitaciones

Espacial

La actual investigación realizó el diseño estructural de una edificación de 6 niveles situada en el distrito Santiago de Surco – Provincia y departamento de Lima, usando la metodología FEMA P-58 y su herramienta de cálculo denominada PACT, así como el programa de análisis ETABS, tomando en cuenta los códigos de la Norma peruana de Diseño Sismorresistente E.030.

Temporal

La actual investigación se desarrolló en los meses de agosto a noviembre en el año 2022 basándonos en los estudios y conocimientos que se tengan hasta la fecha indicada en las Normas E030, FEMA 336 y FEMA P-58.

1.6. Impacto potencial

1.6.1. Impacto teórico

La presente investigación aportará información sobre la implementación de nuevas metodologías para una comprensión más realista y confiable de los diseños estructurales considerando la capacidad de resiliencia sísmica en base al costo y tiempo de reparación, y heridos, fomentando de esta manera el empleo e indagación de nuevas metodologías y herramientas que complementen a la Normativa de Diseño Sismorresistente E.030.

Además, aporta conocimientos nuevos respecto a resiliencia sísmica,

ya que en el código de construcción actual no se toma en consideración la capacidad de resiliencia sísmica de una sociedad para recuperarse rápida y fácilmente después de un terremoto de elevada magnitud.

Finalmente, en este estudio se implementó una metodología extranjera al diseño estructural, pues este fue desarrollado pensando en aquellas zonas expuestas a peligros sísmicos, para así reducir el costo que los desastres podrían infringir. El enfoque de diseño sísmico basado en rendimiento busca prevenir las pérdidas antes de que sucedan, construyendo para resistir las fuerzas anticipadas, como uno de los componentes clave de la mitigación y la única manera verdaderamente efectiva de reducir el impacto de los desastres.

1.6.2. Impacto Práctico

La investigación tiene un impacto práctico, pues beneficia a diseñadores, clientes y usuarios de la edificación. Los diseñadores tendrán un medio para establecer y determinar niveles de desempeño y resiliencia más realistas. Los clientes podrán tener variables de decisión más sencillas que les permitan establecer objetivos de rendimiento en una estructura, pues el rendimiento de la edificación estará en función de costos de reparación, tiempo de reparación y seguridad de ocupantes. Por último, los usuarios de la edificación se benefician porque al diseñar la estructura en base a objetivos de resiliencia establecidos se disminuirá la vulnerabilidad sísmica de la estructura salvaguardando la seguridad de los ocupantes.

Asimismo, esta investigación sirve a estudiantes de pregrado, y posgrado, pues fomenta el uso de una nueva metodología que es útil para establecer y estimar la capacidad de resiliencia sísmica de una edificación, reducir riesgos sísmicos y otorga variables de decisión realistas a los profesionales y clientes en base al costo y tiempo de reparación, heridos y fatalidades.

Por otro lado, la presente investigación es útil por qué; va permitir optimizar la capacidad de resiliencia sísmica de una edificación basada en costo de reparación, tiempo de reparación y heridos y fatalidades. Esto debido a que implementado la metodología FEMA P-58 en el diseño estructural se buscará niveles de resiliencia superiores a los alcanzados en diseños realizados con códigos de diseños vigentes; disminuyendo así el riesgo

sísmico para la edificación y preparando a la población para recuperarse rápidamente ante futuros terremotos.

Finalmente, implementando esta metodología que permite realizar un diseño sísmico basado en resiliencia sísmica, se podrá resolver la naturaleza prescriptiva de la Norma Sismorresistente E.030 -2018, pues la nueva metodología permite el diseño y la construcción de edificaciones con una comprensión realista y confiable del riesgo de vida, ocupación y pérdida económica que puede ocurrir como consecuencia de futuros terremotos.

1.7. Viabilidad de la investigación

Esta investigación es factible debido a que se tiene acceso y se cuenta con los conocimientos necesarios y suficientes para realizar el análisis sísmico lineal y no lineal en base a la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E.030, así como los conocimientos y herramientas necesarios para implementar la metodología FEMA P-58 al diseño estructural. Además, para la recolección de los datos se cuenta con las fuentes primarias de información, como son: Los planos arquitectónicos, el estudio de mecánica de suelos y las normas necesarias para realizar los análisis correspondientes para la estimación de la resiliencia sísmica de la edificación en estudio.

También se considera viable porque, para hacer el análisis y procesamiento de información se tiene a disposición los recursos necesarios como los softwares: AutoCAD, el cual servirá para la visualización y edición de los planos, ETABS, el cual sirve para el modelamiento y análisis de la estructura a estudiar, Microsoft Excel, el cual servirá para el ordenamiento de los datos obtenidos y la herramienta electrónica, denominada "Herramienta de Cálculo de Evaluación de Desempeño, oPACT", para ayudar a capturar datos de inventario de edificios, ingresar una probabilidad dada de sacudidas de terremotos, aplicar fragilidades y consecuencias específicas a cada componente del edificio y presentar los resultados de un gran número de ejecuciones, o realizaciones, en un formato lógico.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes de la investigación

2.1.1. Antecedentes internacionales

Papadopoulos Vamvatsikos & Kazantzi (2019), en su investigación buscan simplificar el enfoque que ofrece la metodología FEMA P-58. Para cuantificar el desempeño sísmico, por lo que cambian el enfoque componente por componente que proporciona capacidades de evaluación detalladas a costa de requerir un inventario completo de los componentes noestructurales, estructurales y de contenido por un enfoque de piso por piso totalmente compatible. En este enfoque se emplean funciones de pérdida de piso para relacionar directamente las pérdidas monetarias con los parámetros de demanda de ingeniería dada el área del piso. Obteniendo como resultado que este enfoque ofrece un compromiso favorable de simplicidad y precisión que se encuentra entre los enfoques componente por componente. A nivel del caso de estudio, edificio de oficinas de cuatro pisos, señaló solo diferencias menores en términos del costo total de reparación con respecto a la metodología FEMA P-58 completa, lo que justifica las suposiciones y aproximaciones realizadas por el nuevo enfoque.

Silva, Castro & Monteiro (2020), en su investigación abordan la brecha existente entre la metodología FEMA P-58 con sede en EEUU y su aplicación en países europeos, proponiendo un enfoque de conversión de costos de reparación basado en un análisis económico que será útil para implementaciones prácticas de FEMA-P58 en Europa. El enfoque de conversión propuesto se valida con los costos reales de reemplazo monitoreados en el proceso de reconstrucción de edificaciones. Como resultado de esta investigación se identifica la buena concordancia entre las proporciones reales y estimadas de costos de reparación del FEMA P-58 a locales, también se identifican y las limitaciones de la metodología propuesta, con miras a guiar los posibles esfuerzos de investigación futuros para mejorar y consolidar el método de conversión propuesto.

Masoumi & Beheshti (2020), investigan el método FEMA P-58, en

cuanto a disponibilidad de herramientas disponibles y datos requeridos, de modo que sea posible aplicarlo en países ubicados en zonas de elevado riesgo sísmico y en vías de desarrollo. Para alcanzar este objetivo, se eligen como casos de estudio tres edificios de acero resistentes a momento con baja y alta ductilidad, y tres edificios de estructura arriostrada de acero. Se calcula la pérdida anual media utilizando el software disponible, Performance Assessment Calculation Tool (PACT). Los resultados conseguidos, es decir, las curvas de pérdida proveen una herramienta simple con el que los ingenieros pueden informar y cuantificar el desempeño sísmico a todos los involucrados. En los edificios de estudio de caso, el arriostrado tiene menos pérdidas anuales en comparación con otros casos investigados. El costo de ejecución de cada edificación debe ser tomado en cuenta por los contratistas. Además, las curvas de fragilidad sísmica de las estructuras paravarios estados límite, así como los modelos de pérdida correspondientes.

Aveiga & Carbajal (2018), en su investigación buscan analizar pérdidas y estimar el nivel de daño de una edificación de 6 pisos, utilizando la herramienta PACT del FEMA-P58, para determinar indicadores de decisión como: costos de reparación, tiempo de rehabilitación, fatalidades –heridos y carteles de seguridad; haciendo uso de un análisis dinámico lineal modal espectral para calcular las demandas sísmicas, además de un análisis estático no lineal, para obtener la curva de capacidad de la estructura. Obteniendo como resultados, para un modelo con $R=6$ un desempeño en el que el 13.71% del costo reposición es el costo de reparación, no víctimas mortales, pero sí 5 heridos y un plazo de 7 meses para la rehabilitación; esto evidencia que la edificación tendrá una adecuada respuesta frente al sismo de diseño especificado.

Cremen & Baker (2019) en su investigación realizan un análisis para plantear recomendaciones que mejoren las funciones de fragilidad y predicciones de pérdida, debido que en la actualidad se identifican diferentes problemas asociados con algunas funciones de fragilidad de componentes mecánicos no estructurales y predicciones de pérdidas relacionadas, incluida la falta de convergencia al ajustar las funciones de fragilidad en algunos casos y predicciones de pérdidas no monótonas. Como resultado de este estudio se recomienda, utilizar el método de máxima verosimilitud para ajustar las

funciones de fragilidad a los datos empíricos subyacentes. Esto atenúa los problemas de falta de convergencia durante el ajuste y realiza predicciones de pérdida más intuitivas que varían monotónicamente con la capacidad de anclaje. También conduce a mejores predicciones de pérdidas en relación con los daños observados en eventos anteriores. Finalmente recomienda afinar el método FEMA P-58 actual para predecir pérdidas de componentes mecánicos anclados, de modo que el daño del componente y del anclaje se calcule directamente de acuerdo con sus funciones de fragilidad correspondientes.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Arones & Sotelo (2022), en su investigación tienen como objetivo seleccionar un modelo matemático que simbolice la conducta no-lineal del componente estructural viga-columna para el análisis sísmico de un pórtico de concreto armado. Es así que presentan modelos matemáticos en el que se selecciona los Modelos Pivot, Takeda y Clough. Así, se simbolizaron las curvas de histéresis en diversos elementos, entre los que se tiene, a un pórtico, una viga, y una estructuración expuesta a sollicitaciones cíclicas, todo esto con el fin de evaluar la tendencia no lineal en la unión viga - columna de los modelos matemáticos. Como resultado se tiene que el Modelo Pivot simboliza de forma más reveladora la unión viga-columna puesto que los puntos de pivote y Pinching admiten degradar la rigidez y formar un estrechamiento en la zona de recarga de la curva de histéresis.

Gutiérrez (2021), en su investigación busca determinar el desempeño sísmico de los Bloques A, B y C del Hospital Regional Eliazar Guzmán Barrón de Chimbote. Par lo cual hace uso de la metodología FEMA P-58. Obteniendo como resultado de su investigación para el máximo total, los costos de reparación anual basada en el tiempo: Bloque A (\$342,024.85 es el 1.37% del valor total), Bloque B (\$1'003,662.13 es el 2.98% del valor total)y Bloque C (543,502.66 es el 0.32% del valor total). Los costos y tiempos dereparación basada en intensidad": Bloque A (524'960,000.00 y 280 días), Bloque B (\$33"696,000.00 y 375 días) y Bloque C (513'728,000.00 y 153 días) y El número de fallecidos y heridos basado en intensidad", se estima en: Bloque A (49 fallecidos y 6 heridos), Bloque B (41 fallecidos y 6 heridos)y Bloque C (23 fallecidos y 3 heridos).

Reyes (2017), en su investigación aborda el comportamiento de los muros de Ductilidad limitada (EMDL) ante eventos sísmicos. Con el fin de contribuir a la mejora de seguridad de edificaciones peruanas a través de una investigación analítica de la vulnerabilidad sísmica ante diferentes intensidades en edificaciones con muros de ductilidad limitada (EMDL) ubicados en la zona central de la costa del Perú. Para esto, primero se definió la genealogía mediante una muestra característica y se evaluó las respuestas sísmicas de la estructura a través de un Análisis Dinámico Incremental (IDA). Obteniendo así, curvas de fragilidad en cada demanda sísmica, que calcula su posibilidad de excedencia y la medida del desempeño sísmico mediante curvas de vulnerabilidad que calculan el costo de reparación esperado, basándose los lineamientos del FEMA P-58. Los frutos de la investigación posibilitarán la evaluación de pérdidas en edificaciones de tipo EMDL y permitirán la gestación de procedimientos de reparación posterior a un sismo.

Saico, Fructuoso, & Cruz (2021), comparan el desempeño sísmico de modelos con sistema estructural Diagrid y sistema Dual, con el fin de contribuir con datos sobre el desempeño frente a solicitaciones sísmicas del sistema estructural diagrid, en comparación con el sistema dual. Por ello en la ciudad del Cusco, utilizando como muestras de estudio 6 modelos, tres con sistema diagrid (10, 15 y 20 niveles) y tres de ellos con sistema dual (10, 15 y 20 niveles), comparan parámetros conocidos como desplazamientos y aceleraciones, e incorporan la metodología FEMA P-58, incluyendo así, nuevas medidas, así como, el tiempo y costo de reparación, impactos ambientales, a través de instrumentos informáticos como el ETABS, PACT y R-CRISIS. Como resultado del estudio se tuvo que los modelos con sistema diagrid, inspecciona de mejor manera los desplazamientos, mas no las aceleraciones; el sistema diagrid es más caro en su construcción, sin embargo, minimiza significativamente los costos de reparación y tiempos de reparación.

Ruiz, J. (2018), en su investigación con el fin de calcular la vulnerabilidad sísmica de edificaciones universitarias peruanas, proponen una metodología probabilística que predice las pérdidas por sismo. Es así, que se crean curvas de fragilidad analíticas usando simulaciones que consideran la aleatoriedad en propiedades mecánicas y la demanda sísmica de la estructura. Estas curvas son funciones que figuran el nivel de riesgo de una edificación

frente a la presencia de diversos niveles de intensidad sísmica. Estas funciones de vulnerabilidad harán posible la estimación de cantidad de daño en porcentaje con referencia al costo total de reparación de la estructura y analizar el desempeño de diferentes métodos de reforzamiento. Como resultado de la investigación se tiene una metodología que considera un método analítico para obtener curvas de fragilidad de dos edificios universitarios.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Diseño basado en la resiliencia

A diferencia del diseño basado en rendimiento que solo se usa para verificar que se cumplan los objetivos de rendimiento previstos en los códigos de diseño vigentes; en un diseño basado en resiliencia se busca identificar y mitigar riesgos inducidos por terremotos para permitir una recuperación rápida después de un gran terremoto; es decir esto supera los objetivos de rendimiento previstos por los códigos de diseños. (Almufti & Willford, 2013)

El diseño de edificios para soportar menos daños en los terremotos, es decir iniciar el diseño estableciendo objetivos de resiliencia, es un mecanismo clave de este tipo de diseños. Esto reduce en gran medida la incertidumbre sobre el comportamiento del edificio y acrecienta la seguridad en que la edificación tendrá un comportamiento acorde a lo previsto. Uno de los diferenciadores clave del diseño basado en la resiliencia es la preparación para la recuperación posterior al terremoto para garantizar la operación continua (si se desea) y condiciones habitables. (Almufti & Willford, 2013)

El diseño basado en resiliencia se realiza mediante un diseño estructural según la metodología FEMA P-58, tomando en cuenta lineamientos establecidos en los códigos de diseño vigentes.

2.2.2. Metodología FEMA P-58

FEMA P-58, es una metodología que propone la evaluación y diseño de una edificación basado en desempeño sísmico, para conocer con mayor certeza y confiabilidad el comportamiento de una edificación en el futuro frente a un evento sísmico y a diferencia del Diseño Sísmico Basado en Desempeño vigente en los códigos normativos, propone medidas de desempeño que serán

fácilmente comprendidos por los involucrados en un proyecto de edificación, lo que hace posible tomar decisiones de manera más consciente sobre el comportamiento de la estructura durante su periodo de servicio (ATC , 2018a).

2.2.2.1. Origen

FEMA P-58 tiene sus orígenes en la exposición del “Plan de Acción para el Diseño Sísmico Basado en Desempeño FEMA 349”, el cual se desarrolló por el “Earthquake Engineering Research Institute (EERI)”, en el año 2000. En este documento se esboza la necesidad de modificar las prácticas de diseño sísmico de la época por una metodología de diseño sísmico basado en desempeño (Earthquake Engineering Research Institute [EERI], 2000a).

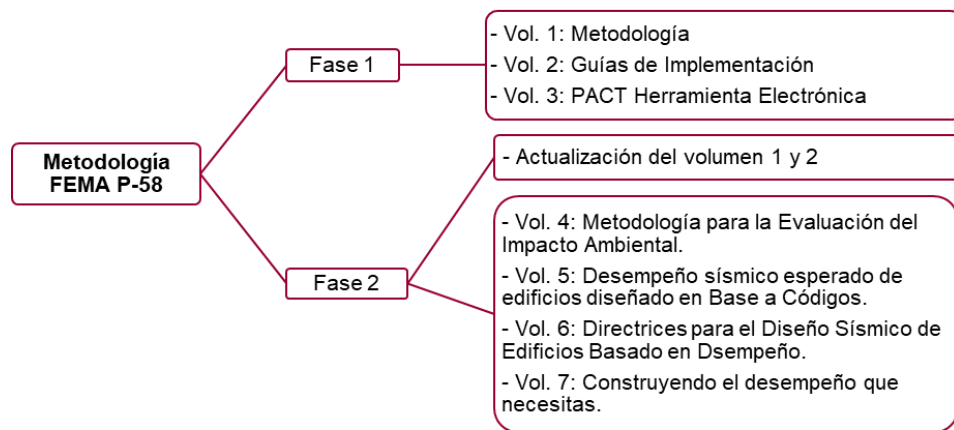
Continuando con el desarrollo FEMA, encargó al ATC trabajar en la Fase 1 de una metodología de evaluación del desempeño sísmico, en el 2006. Como resultado de este trabajo se publicó FEMA 445 “Next- Generation, Performance-Based Seismic Design Guidelines, Program Plan for New and Existing Buildings”. En el 2012 culminó la Fase 1 con el desarrollo de dos volúmenes del FEMA P-58 y su herramienta electrónica de cálculo (PACT), cuyo fin es hacer posible la implementación de la metodología formulada en el volumen 1 y 2. La Fase 2 culminó en el 2018, sus resultados se dieron a conocer con la publicación de 4 volúmenes más, en los que se muestran directrices para el diseño sísmico basado en desempeño y para los involucrados en el proyecto, adicional a ello se actualizaron los volúmenes 1 y 2. (ATC, 2018a)

2.2.2.2. Estructura

El detalle de la metodología de Diseño y la Evaluación Sísmica Basada en Desempeño, se muestra en 7 volúmenes, la organización de estos documentos que componen al FEMA P-58 se ilustra en la figura 4.

Figura 4.

Volúmenes de informe del FEMA P-58.



Nota. Esquema resumen de volúmenes de la metodología FEMA P-58, Elaboración: Los autores (2022)

Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

2.2.3. Diseño Sísmico Basado en Desempeño – resiliencia sísmica

En la actualidad se diferencian 3 generaciones de procedimientos en lo correspondiente al Diseño Sísmico Basado en Desempeño. La primera generación se inició en los años 90, cuando se empezaron a plantear las primeras nociones del diseño basado en desempeño, los cuales se concretaron con la difusión de documentos como el reporte VISION 2000 y el FEMA 273. La definición discreta de niveles de desempeño fue una contribución importante de esta primera generación (ATC, 2006a).

La generación dos, aborda procedimientos que se usan actualmente, esta generación se fundamenta en lineamientos establecidos en el FEMA 356, el cual es una modificación de lo establecido en el FEMA 273 y 274. El FEMA 356 contiene reajustes técnicos de los criterios de aceptación y requisitos analíticos de la primera generación. (American Society of Civil Engineers [ASCE], 2000b).

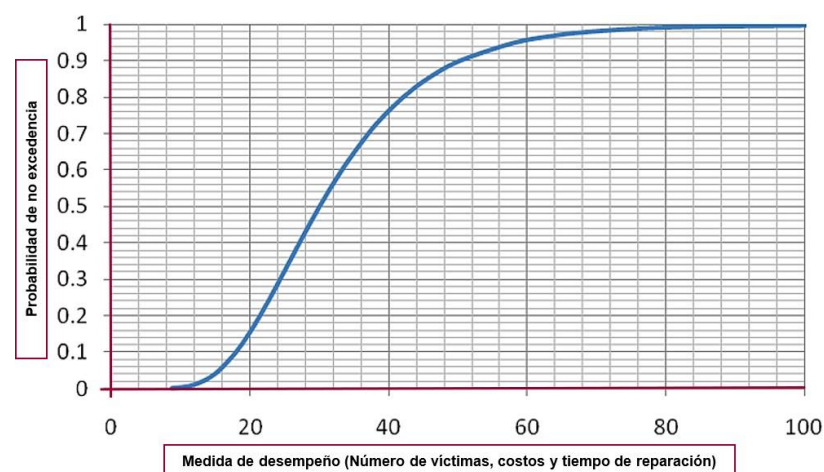
La tercera generación, se origina para resolver deficiencias que tienen los procesos de diseño vigentes, como las limitaciones en cuanto a fiabilidad

exactitud de los procesos de análisis usados para pronosticar el comportamiento verdadero de una edificación. Asimismo, con esta nueva generación se busca resolver las limitaciones de la generación actual en cuanto a herramientas de comunicación para que los involucrados en un proyecto conozcan el rendimiento esperado de la edificación y puedan tomar decisiones. En ese sentido los principales aportes de esta generación es la implementación de la metodología FEMA P-58, la cual tiene lineamientos que permiten establecer nuevos objetivos de resiliencia para una edificación, tales como: Costo de reparación, víctimas mortales y tiempo de inactividad de la edificación después de un evento sísmico (ATC, 2018a).

En la metodología FEMA P-58, el desempeño sísmico de las estructuras se formula como los daños probables y consecuencias resultantes asociadas, estas consecuencias están representadas por funciones de desempeño. Con estas funciones los involucrados en un proyecto pueden tomar decisiones, pues estas representan la probabilidad acumulada de un parámetro de desempeño (ATC, 2018a). Las funciones de desempeño son distribuciones estadísticas que indican la probabilidad de que se incurra en pérdidas de una magnitud específica o menor como resultado de futuros terremotos (Ver figura 5).

Figura 5.

Función de desempeño hipotética.



Nota. Función de desempeño adaptado del ATC 2018^a

Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume

(<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

En la figura 5, el eje horizontal representa la media de desempeño (cantidad de víctimas, costo de reparación o semanas de tiempo de reconstrucción); y el eje vertical representa la posibilidad de que el impacto real sea equivalente o menor a este valor.

Al expresar el desempeño en función de probabilidades hace posible tomar en cuenta de manera explícita a las variables epistémicas y aleatorias que lo afectan. Miranda y Aslani en su publicación del año 2003 establecieron el primer método racional para un cálculo probable anual de pérdidas económicas totales, partiendo de la suma de las pérdidas de los componentes no estructurales, estructurales y del contenido de una edificación.

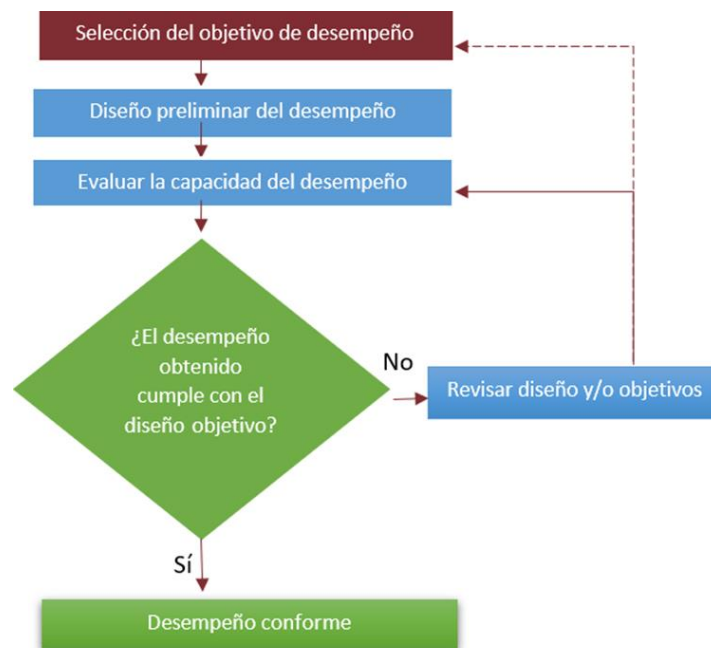
(ATC 2018a), indica que la metodología de manera general primero permite evaluar el desempeño sísmico, para lo cual se debe representar el peligro sísmico en base a curvas que enlazan a las ordenadas espectrales con sus probabilidades de ser sobrepasada en un espacio de tiempo. Segundo, utilizando parámetros de demanda como la aceleración, derivas de entrepiso, deformaciones residuales y velocidades de piso caracteriza la respuesta estructural. Tercero, en base a los parámetros de demanda indicados y curvas de fragilidad que expresan los estados de daño se obtiene el daño estructural. Por último, se asocian, estados de daño con el costo y periodo de tiempo necesario para que los componentes regresen a su estado inicial, así como las fatalidades y heridos, mediante funciones de consecuencia.

2.2.3.1. El proceso de diseño basado en objetivo de resiliencia

En base a lo establecido en la metodología FEMA P-58, en este proceso interactúan diversos especialistas e involucrados del proyecto que serán los que deberán tomar las decisiones y responsabilizarse de los efectos que estas puedan tener en una edificación. Estos especialistas, para realizar un trabajo de diseño basado en objetivos de resiliencia en una edificación seguirán el flujo de trabajo propuesto por FEMA P-58 (Ver figura6).

Figura 6.

Proceso de diseño basado en desempeño para la estructura de una edificación.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

Con el establecimiento de los objetivos de desempeño u objetivos de resiliencia para la edificación, los individuos responsables de la toma de decisiones inician el proceso. Como se busca un diseño basado en resiliencia se apuntan a objetivos de rendimiento que excedan los objetivos del código de diseño vigente, además los objetivos establecidos deberán representar estados de pérdidas y daños aceptables ante una probabilidad sísmica determinada.

Luego de establecer los objetivos de resiliencia se empieza a efectuar el diseño inicial de la edificación, usando data básica de la edificación, tales como, ocupación, tamaño, ubicación, características del sitio y configuración del sistema estructural a usar; así como la localización, las características y tipos de elementos no estructurales. En estructuras nuevas la data básica debe poseer detalles que permitan efectuar un análisis del desempeño del modelo, en la situación de estructuras existentes esta información es

conocida.

Con el diseño preliminar ya realizado, de la estructura, el ingeniero estructural, prosigue con el análisis del desempeño de la estructura, para que sea posible estimar la respuesta de la edificación frente a un sismo y con estos resultados se estiman los daños y probables efectos en la estructura. Asimismo, con estos resultados se hace una comparación con los objetivos planteados inicialmente. Si el resultado del desempeño es superior o igual al establecido inicialmente, el diseño preliminar es idóneo y es factible seguir con las sucesivas fases de diseño y construcción. Si por el contrario el desempeño es inferior al deseable se tiene que hacer un ajuste en los objetivos de desempeño o en el diseño preliminar, hasta lograr un desempeño óptimo.

2.2.3.2. Medidas de desempeño

Una forma de cuantificar los efectos asociados al comportamiento sísmico de una edificación, son las medidas de desempeño. Estas medidas tienen la intención de ser herramientas fundamentales para tomar decisiones en temas relacionados a la edificación. El desempeño está representado por medidas, en la metodología FEMA P-58, a continuación, se presentan estas medidas:

- **Víctimas mortales o heridos:** Toma en cuenta el número de seres humanos con lesiones graves que necesitan de atención médica o fallecidos en el interior de la edificación.
- **Costos de reparación:** Hace referencia al valor económico requerido para reparar la estructura, o de ser una situación en la que hay pérdida total, el valor económico para reponer la estructura a su estado inicial.
- **Tiempo de reparación:** Refiere al plazo que tomará realizar la reparación de la estructura, para dejarlo igual a su estado, antes del terremoto.
- **Impacto Ambiental:** Es la medida de las consecuencias en el medio ambiente, en lo relacionado a la energía utilizada y el carbono, para reparar la estructura y dejarlo igual a su estado, antes del terremoto, o de ser el caso para el reemplazo por estructura de equivalentes rasgos.
- **Calificación de inseguridad:** Es la medida post-terremoto de los daños de la edificación y que el uso de esta signifique un riesgo para la vida.

Tomando en cuenta una incertidumbre inherente y de forma probabilística la metodología expresa medidas de desempeño ante la probable ocurrencia de terremotos (ATC, 2018a).

2.2.3.3. Tipos de análisis de desempeño

FEMA P-58 propone 3 posibles formas de analizar el desempeño, las cuales se definen en seguida.

2.2.3.3.1. Análisis Basado en la Intensidad

Considera el posible desempeño de la estructura, teniendo en cuenta que está expuesta a un evento telúrico de cierta intensidad, en el que un espectro respuesta de aceleración amortiguada con un 5% define la intensidad. Este método permite analizar el comportamiento de estructuras a nivel del desempeño ante un sismo de diseño, el cual considera a un espectro de respuesta establecido en los códigos de diseño estructural. También es posible analizar el desempeño de la edificación para la intensidad representada mediante cualquier otro espectro de respuesta.

2.2.3.3.2. Análisis Basado en el Escenario

Aquí el cálculo del desempeño posible de una edificación se determina considerando la exposición de la edificación a una situación sísmica de magnitud establecida, la cual sucede en una localización específica relativa al lugar de ubicación de la estructura. Esta estimación sirve para analizar edificaciones que se ubican próximos a una o más fallas activas o en los casos en los que se quiere evaluar la respuesta estructural en la situación de suceder un terremoto histórico nuevamente o en la situación de la proyección de un futuro terremoto.

Se diferencia del análisis por intensidad por el hecho de que en el análisis basado en escenario el probable desempeño depende de que ocurra un sismo en específico en lugar de una intensidad específica.

2.2.3.3.3. Análisis Basado en el Tiempo

Este análisis representa el desempeño posible de una edificación dentro de un lapso de tiempo establecido. Durante este lapso de tiempo se toman en cuenta los probables sismos que puedan suceder y la posibilidad de

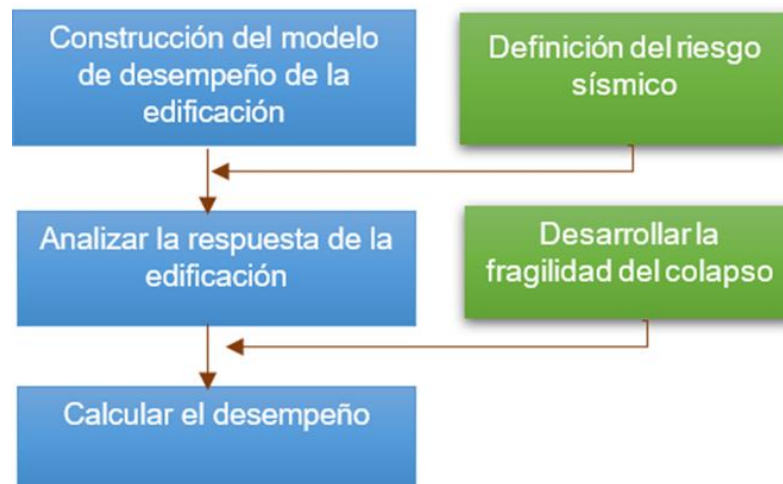
ocurrencia de cada uno. Además, se toma en cuenta el desconocimiento de la localización y magnitud de sismos futuros, así como la probable intensidad que tendrán.

2.2.3.4. Metodología para la Evaluación del Desempeño Sísmico

La Figura 7, muestra un esquema de flujo a seguir para el análisis del desempeño de edificaciones nuevas o existentes.

Figura 7.

Flujograma para evaluar el desempeño sísmico de una edificación.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atccouncil.org/reports>)

En seguida, se presenta una descripción de los pasos de la metodología.

Primero se recolecta la data básica de la edificación y con esta se empieza a construir modelos de desempeño probable de la edificación, que servirá después para definir el riesgo sísmico. Esta información comprende, la identificación de componentes estructurales susceptibles a dañarse, el contenido, y los elementos no estructurales que podrían afectarse ante un evento sísmico, así como la información respecto al uso de la edificación.

Con el modelo de desempeño ya construido se procede a estimar la vulnerabilidad sísmica, aquí se elige el tipo de análisis con el que se trabajará, ya que dependiendo del análisis elegido se calcula el riesgo sísmico en base al escenario, el tiempo o la intensidad.

Con los datos de riesgo sísmico determinados, se calcula el comportamiento estructural que mayormente se expresa en función de valores de deriva residual, deriva de pisos en cada dirección ortogonal, aceleraciones y velocidades de piso.

Luego se define la fragilidad de colapso, el cual va permitir analizar las probables víctimas que se puede tener por causa de un terremoto, para esto se necesita identificar, en base a los modos de colapso y la intensidad del movimiento sísmico de la estructura, la posibilidad de que ocurra un colapso estructural.

Por último, FEMA P-58 propone calcular desempeño estructural utilizando el método de Monte Carlo para calcular las probables pérdidas, esto debido a las numerosas incertidumbres por las que el desempeño sísmico es afectado. Este método llega a un resultado mediante aproximaciones sucesivas, por lo que calcula el desempeño de la estructura una cantidad de veces considerable, en el que cada cálculo representa un probable desempeño para la edificación

El método de Monte Carlo reside en el cálculo del desempeño de la estructura un número representativo de veces, por lo que se dice que es un método iterativo, en el que cada repetición muestra un probable resultado de desempeño de la estructura mediante una combinación única de valores para cada parámetro que influye en el rendimiento.

2.2.3.5. Creación del modelo de desempeño de la estructura

Los datos organizados de una edificación que se usan para establecer los componentes que están expuestos a sufrir daños antesituaciones sísmicas se denominan modelo de desempeño de la estructura. Estos datos de la edificación se agrupan fundamentalmente en 4 grupos, los cuales son: "Información básica, componentes estructurales, componentes no estructurales y ocupación".

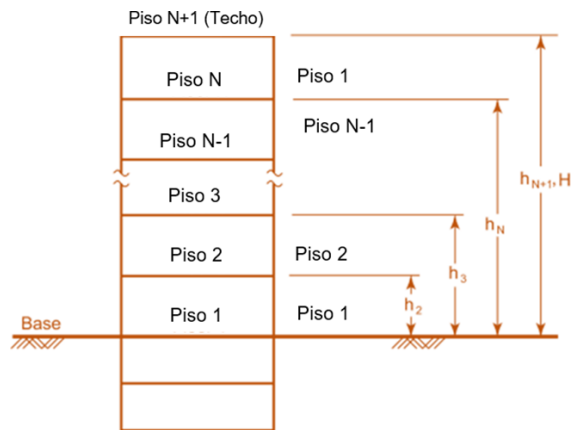
2.2.3.5.1. Información básica de la estructura

La cantidad de pisos, el área y altura de la estructura forman parte de la información básica de la estructura. La figura 8 muestra la nomenclatura propuesta por la metodología, en el cual se designa como piso 1, a aquel que

se encuentra a nivel del suelo, esto porque se supone que los pisos ubicados a una altura inferior del nivel del suelo se consideran resistentes y rígidos. No obstante, se estima que podrían generarse daños en niveles inferiores al nivel del suelo.

Figura 8.

Nomenclatura para identificar entrepisos y pisos de una edificación.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

Sumado a la información de pisos se tiene que identificar el costo total para el reemplazo, costo para el reemplazo del núcleo y revestimiento, tiempo de reemplazo, cuantías de energía y carbono usados en el reemplazo, y un límite de pérdida total. Conjuntamente a estos valores se debe tomar en cuenta que para el reemplazo de la estructura se requerirá efectuar una demolición y retiro de escombros que en la mayoría de los casos es un 20% o 30% del costo total de reemplazo. El límite de pérdida total es usado para establecer un tope predeterminado en el nivel de esfuerzo de reparación, ya que, en ciertos casos es más recomendable que una edificación sea sustituida en vez de repararse. FEMA P-58 usa como valor límite el 50% del costo total de reemplazo.

2.2.3.5.2. Ocupación

Una forma de identificar el uso principal que tendrá una edificación es la ocupación, al estar categorizado el uso va permitir el establecimiento de un modelo de aquella población que ocupará el edificio y así calcular la cantidad

probable de víctima durante un terremoto. Además, identificar el tipo de ocupación permitirá calcular el número y tipo de elementos no estructurales y contenidos que podría tener la edificación sin ser necesario ejecutar un inventario del edificio.

FEMA P-58 otorga inventarios de elementos y modelos poblacionales para las ocupaciones que se presentan a continuación:

- Oficinas comerciales, colegios, hospitales, hoteles, viviendas multifamiliares, laboratorios de investigación, centros comerciales, almacenes.

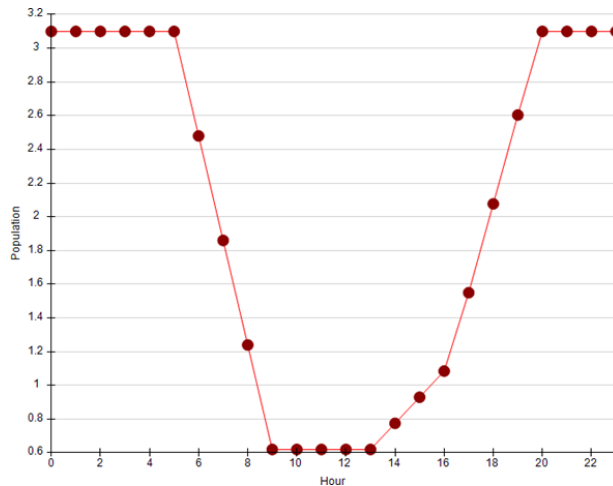
2.2.3.5.3. Modelos poblacionales

La cantidad de personas ubicadas en un área de 1000 pies cuadrados de un establecimiento define un modelo poblacional. Estos modelos toman en cuenta el concepto de población máxima esperada en la hora de máxima ocupación, al igual que la parte de esta en distintos lapsos de tiempo, ya que la población cambia en base al mes del año, el día de la semana y la hora del día.

La figura 9 muestra cómo cambia la cantidad de población a lo largo de todo un día en una edificación que tiene un uso de tipo “residencial”. Se aprecia que un porcentaje equivalente al 100% simboliza, que desde las 8:00 PM hasta las 6:00 AM todos los días de la semana, en un área de 1000 pies cuadrados, el pico de población máxima.

Figura 9.

Modelo poblacional correspondiente a ocupación de residenciales.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-2, Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 2 – Implementation Guide, Second Edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

La información que estos modelos poblacionales proporcionan, son muy importantes pues será factible crear evaluaciones en la peor de las situaciones, considerando que sucede el evento sísmico cuando la edificación está en su máxima ocupación, estas estimaciones nos darán el número probable de víctimas dentro de la edificación.

2.2.3.5.4. Curvas de fragilidad

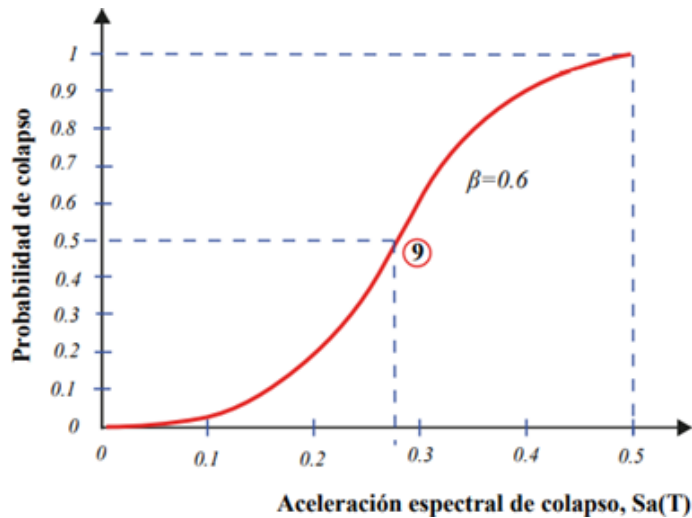
Las curvas de fragilidad simbolizan los diferentes grados de daño que sufren los componentes que conforman la edificación durante un evento sísmico. Estas son distribuciones estadísticas de tipo log-normal y figuran la posibilidad de que el elemento, al cual representa la curva, incida en un estado de daño frente a un parámetro de demanda sísmica representativos, con un determinado valor.

Mediante dos parámetros representativos que son la mediana (θ) y dispersión (β), la curva de fragilidad puede representarse. Esto debido a que es una función de probabilidad acumulativa que se basa en una distribución de tipo log-normal. La mediana simboliza un valor de demanda en el que existe un 50% de posibilidad de que inicie el estado de daño. Por otra parte, la dispersión representa la incertidumbre de que para ese valor de demanda se incida en el estado de daño establecido, en otras palabras, la incertidumbre existente sobre la edificación, como la calidad de los materiales y comprensión

del comportamiento posible del componente en estudio sobre un valor específico de demanda es representada por la dispersión. A continuación, en la figura 10, se presenta una curva de colapso hipotética.

Figura 10.

Curva de Colapso Hipotética



Fuente: Perez, C & Torres, R. (2022). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables. Tesis de Postgrado. PUCP

Entonces, cada curva de fragilidad está relacionada a un singular parámetro de demanda, el cual está vinculado con los daños que podría generarse en el componente de la edificación. Así tenemos por ejemplo que, para un gran número de sistemas estructurales como muros de corte, sistemas arriostrados, entre otros, la deriva de pisos es un parámetro de demanda que representa de manera óptima los daños potenciales que puede afrontar un sistema estructural. El componente que se quiere analizar condicionará el parámetro de demanda a usar.

Se puede adquirir curvas de fragilidad de un componente mediante ensayos de laboratorio, recolectando data de un evento sísmico que haya causado daños en ese tipo de componentes. Sin embargo, la metodología FEMA P-58 proporciona una vasta información de fragilidad para diferentes elementos no estructurales, estructurales y contenidos para ocupaciones típicas.

2.2.3.5.5. Estados de daño

En una edificación sus componentes y contenidos vulnerables, durante un evento sísmico sufren daños, estos daños se ubican en un vasto rango continuo que puede ser de cero daños hasta la pérdida total del componente. Cada grupo de fragilidad, dentro de la metodología FEMA P-58, tiene una serie de estados de daño discretos (DS1, DS2, etc.). Estos daños están vinculados a un grupo de consecuencias como los problemas para su restauración, la probabilidad de usar la edificación posterior a un evento sísmico o la posible cantidad de víctimas que podría generarse.

Se debe tener en cuenta que un estado puede ser fundamental para calcular el posible número de víctimas, pero puede no ser representativo para calcular las consecuencias económicas en función de reparaciones.

Los estados de daño en base al tipo de componente pueden relacionarse en forma de secuencias, mutuamente exclusivas o simultáneas. En la forma de secuencias los estados de daño se generan de un mínimo a mayor daño del elemento y es común esta relación en los elementos que trabajan por flexión. La relación mutuamente exclusiva se da cuando el hecho de que ocurra un estado de daño impide que se den terceros estados de daño, cada estado tiene su posibilidad de ocurrencia, al sumar todos estos resulta en el 100%. Finalmente, los estados de daño simultáneos son independientes, no se relacionan con el suceso de otros estados, pero obligatoriamente ocurren al mismo tiempo.

2.2.3.5.6. Grupos de fragilidad y de desempeño

En un grupo de desempeño y fragilidad, se categorizan a los elementos estructurales y no estructurales, así como los contenidos frágiles ante un terremoto. Por ello la importancia de hacer un registro completo del número de componentes y contenidos vulnerables o en todo caso usar las cuantías normadas que ofrece la metodología.

Para elaborar un inventario específico para proyectos de edificación nuevos los planos estructurales, arquitectónicos, mecánicos, eléctricos, y sanitarios, muchas veces no tienen información necesaria al iniciar el proceso de diseño, debido a eso, se puede usar prediseños estructurales

para evaluar las cuantías normadas que sugiere la metodología, a partir del análisis detallado de más de 3000 edificaciones.

Grupos de fragilidad

Un conjunto de elementos con vulnerabilidad parecida ante un parámetro de demanda determinado, se denomina grupo de fragilidad. Estos grupos de fragilidad tienen similitud de sus características constructivas, modos de daño, posibilidad de daño, consecuencias entre otros.

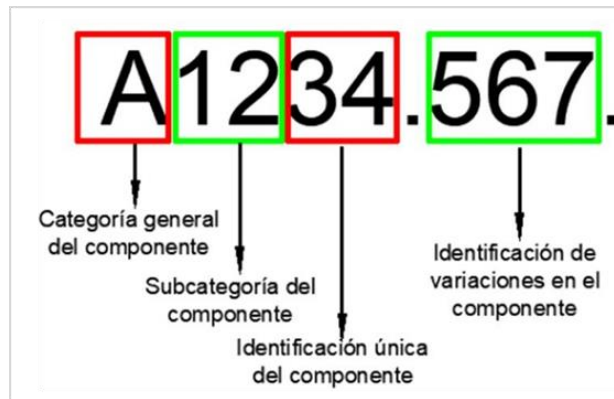
Cada grupo tiene definido una función de fragilidad y una descripción de las características de fragilidad como el tipo de elemento, probables estados de daño, el parámetro de demanda que pronostica de mejor forma el principio del daño, la mediana (θ) y dispersión (β) que establece a las respectivas curvas de fragilidad, la correspondencia lógica entre los estados de daño, y la correspondiente función de consecuencia. Se debe tener en cuenta se puede cambiar o agregar nuevos grupos de fragilidad que se adecuen de óptima forma a los requerimientos de la edificación.

FEMA P-58 usa como referencia el NISTIR 6389 UNIFORMAT II para designar a cada grupo de fragilidad, como se muestra en la figura 11, cada grupo posee un código único con el cual se caracteriza. La primera letra del código simboliza a una de las categorías generales a la que pertenece el grupo, las cuales pueden ser:

- “A – Subestructura, B – Muros, C – Interiores, D – Servicios, E – Equipamiento y mobiliario y F – Construcciones especiales y demolición”

Figura 11.

Configuración de nombres de grupos de fragilidad.



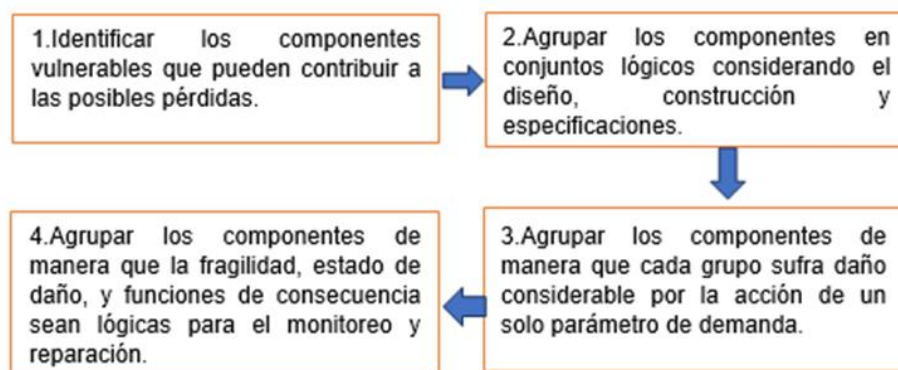
Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

Los números ubicados junto a la primera letra simbolizan diferentes sub categorías más delimitadas de cada grupo. Los números que van posterior al punto simbolizan variaciones específicas como la configuración, cantidad de materiales, condiciones de instalación, entre otras características.

Para que sea posible la determinación de los distintos grupos de fragilidad en una edificación FEMA P-58 sugiere la secuencia mostrada en la figura 12.

Figura 12.

Pasos para identificar grupos de fragilidad que conforman una estructura.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

En primer lugar, se identifican los elementos que pudieran presentar

un daño representativo en un evento sísmico. Aquellos elementos (como vigas de piso o sanitarios anclados que no conforman la estructura principal) que no presentan un daño representativo ante niveles de demanda significativos pueden obviarse del modelo de desempeño.

En seguida se agrupan los componentes asegurándose que guarden un vínculo en cuanto a construcción y diseño, un modelo de esto, serían los muros divisorios internos en una edificación, el cual se edifica utilizando una serie de unidades individuales como los perfiles, las planchas de gypsum, pinturas, empaste, entre otros. Todos estos componentes poseen en común una dependencia de construcción y diseño, debido a ello pueden sufrir daño como un único ensamblaje, entonces estos componentes pueden ser tomados en cuenta dentro de un mismo grupo de fragilidad. La vulnerabilidad y reparación del ensamblaje se puede afectar directamente debido a que se tienen diversos componentes conformando un grupo de fragilidad, por las modificaciones en la construcción, instalación o diseño, por ejemplo, la manera en cómo se sujetan en la división interior al suelo los perfiles.

Cuando ya se tiene identificado los elementos es trascendental relacionar la posibilidad de que puedan sufrir daños a un correspondiente parámetro de demanda significativo. Aunque todos los componentes de un grupo de fragilidad están susceptibles a sufrir daños, debido a la acción del mismo parámetro de demanda, no precisamente perciben iguales niveles de demanda.

Por último, los componentes en un grupo de fragilidad tienen que poseer parecidas consecuencias asociadas y estados de daño. Como muestra tenemos, Muros cortina de una edificación y divisiones interiores, los cuales se clasificarían en 2 grupos distintos de fragilidad, debido a que los sistemas poseen distintos estados de daño y se generan a distintos niveles de demanda, asimismo cada uno requiere de una forma de restauración distinta.

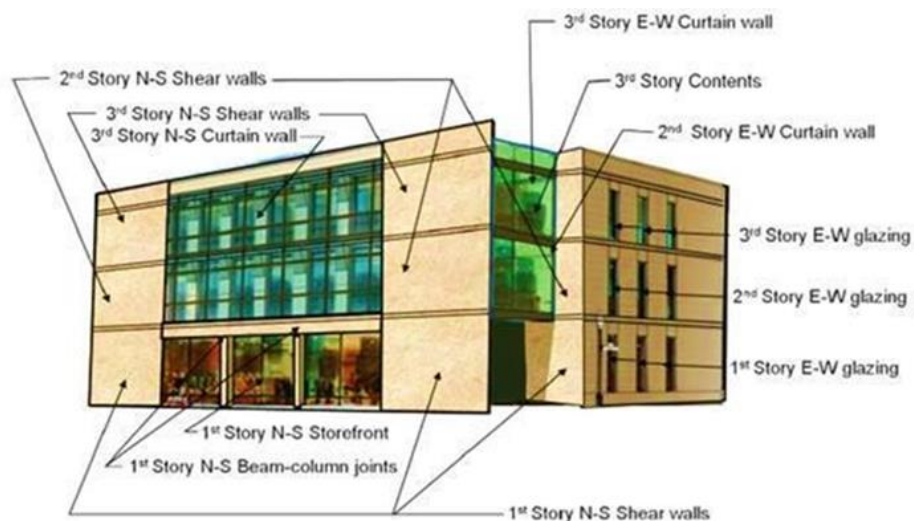
Grupos de desempeño

Una sub categoría de grupos de fragilidad son los llamados grupos de desempeño, estos están relacionados al mismo nivel de demandas sísmicas (velocidad de piso, deriva de piso, aceleración, etc.). Casi siempre los

grupos de desempeño se organizan en base a la dirección (N-S, E-O), y el nivel (piso 1, 2, ...), porque el parámetro de demanda más usado es laderiva de piso. La figura 13 muestra un modelo de cómo se agrupan los distintos componentes que pertenecen a un grupo de fragilidad determinado, en grupos de desempeño. Para ilustrar esto en la figura se muestra una edificación que posee muros de corte en los 3 pisos en el sentido N-S, todos estos forman parte del mismo grupo de fragilidad B1044.001, sin embargo, es posible diferenciar diferentes subgrupos de desempeño, tal es el caso del grupo de muros de corte situados en el primer piso en la dirección N-S. El mismo procedimiento se aplicaría para la cristalería y muros cortina de la estructura.

Figura 13.

Organización de grupos de desempeño en una edificación de oficinas de 3 pisos.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

En la situación de componentes susceptibles a la aceleración máxima del suelo, como los contenidos de una edificación, los grupos de desempeño no toman en cuenta a la dirección. Sin embargo, si resultan dañados por el piso en que se localizan los contenidos, porque se esperan distintos niveles de aceleración en cada piso. También los componentes susceptibles a las aceleraciones del suelo son los sistemas de conductos, techos, tuberías y equipos mecánicos.

Es fundamental reconocer adecuadamente el nivel en el que se dan las demandas al componente y el nivel en el que se generan los efectos del daño del componente. Lo mencionado se aprecia en aquellos componentes suspendidos como en sistemas de tuberías, techo o lámparas colgantes, pues, si bien la demanda es transmitida a los componentes por el piso superior, el que se ve dañado por los efectos de estos daños es el piso inferior. Es esta la razón por la que, FEMA P-58 otorga a los componentes suspendidos al nivel de piso inferior porque es aquí donde afectará el fallo del mismo, por otro lado, en la elaboración del modelo de desempeño utilizando marcadores especiales se muestra que este grupo de fragilidad se ve afectado por la demanda del piso superior.

Es fundamental reconocer la cantidad de componentes que conforman cada grupo de desempeño. Por ello, la metodología FEMA P-58 utiliza diferentes clases de unidades los cuales son representativos para cada grupo de fragilidad, es decir las unidades están vinculadas de manera lógica con la forma de cuantificar las consecuencias y el daño de los componentes.

2.2.3.5.7. Componentes resistentes

Los componentes resistentes o rígidos son aquellos que no tienen un daño significativo, cuando la edificación está expuesta a acciones sísmicas. Como estos componentes no son dañados, en teoría, no se los toma en cuenta para la elaboración del modelo de desempeño de la edificación, no obstante, estos componentes tienen que ser tomados en cuenta en el costo total de pérdida de la estructura, pues, de darse un caso de colapso de toda la edificación, el costo de reconstrucción deberá considerar el costo de los componentes resistentes. Para estos casos FEMA P-58 en su volumen 1 proporciona un anexo con un listado de componentes que usualmente se consideran resistentes y que no son tomados en consideración en el modelo de desempeño de la edificación.

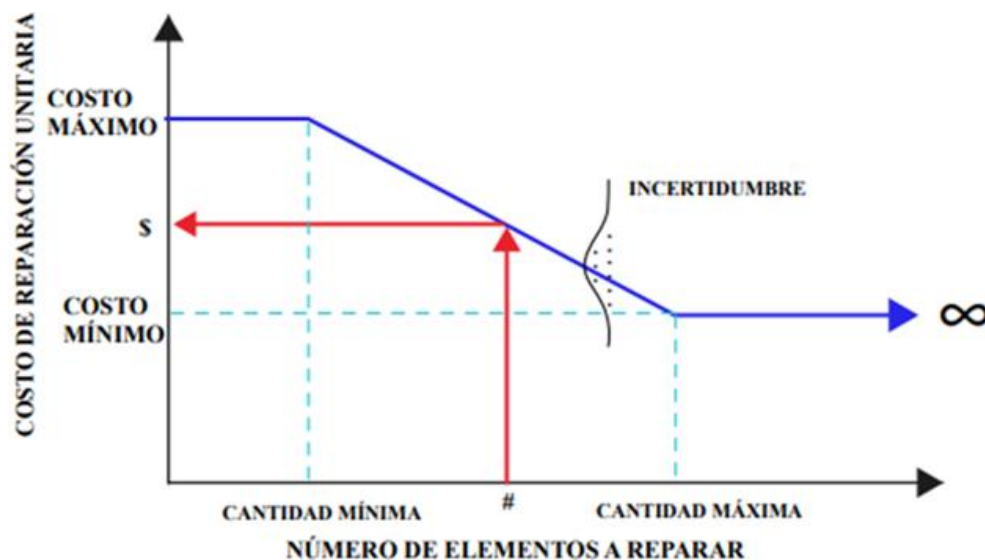
2.2.3.5.8. Funciones de consecuencia

Las funciones de consecuencia ofrecen una manera de enlazar las potenciales pérdidas que podría tener una estructura con los estados de daño que adquieren los diversos grupos de fragilidad, en otras palabras, estas funciones transforman el daño que atraviesan los componentes en cuanto al

costo de reparación, el tiempo de reparación, el impacto ambiental, la categorización post-sismo, o número de víctimas que pueden generarse (Applied Technology Council, 2018). A continuación, en la figura 14 se muestra la curva de consecuencia hipotética asociada a costos de reparación.

Figura 14.

Curva de consecuencia hipotética vinculada a costos de reparación.



Fuente: Perez, C & Torres, R. (2022). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables. Tesis de Postgrado. PUCP

Para conseguir esto FEMA P-58 agrega a la descripción de fragilidad de cada grupo de datos relacionada con las cantidades, materiales y acciones de reparación del componente para así calcular el tiempo y los costos de reparación, así como otras consideraciones. Para estimar la cantidad de víctimas cada estado de daño agrega un área de posible afectación y una descripción del potencial peligro para la vida.

Applied Technology Council definió funciones de consecuencia que se desarrollaron en base a las características que tenía en el 2011 el estado de Carolina del Norte, EE. UU. Debido a esto, los datos deben ser transformados si se quiere implementar el método en diferentes lugares y épocas. Por lo tanto, (Silva, Castro y Monteiro, 2020) crearon un método racional que considera los costos de reparación locales, la inflación y el tipo de cambio local frente al dólar estadounidense. Las ecuaciones que se

muestran en la figura 15 ilustra los factores involucrados en la conversión

Figura 15.

Factores de conversión de costos.

$$Costo_{local} = Costo_{FEMAP58} \cdot RCR$$
$$RCR = [(1 - f_{lab}) \cdot r_{mat} + f_{lab} \cdot r_{lab}]$$

Fuente: Método racional de conversión de costos propuesto por Silva, Castro, & Monteiro, 2020)

Donde:

RCR: Es el factor de conversión de costo de reparación del fema respecto al lugar del proyecto.

f_{lab} : Expresa la parte del costo total unitario de un procedimiento de reparación que se relaciona a la mano de obra.

r_{mat} : Expresa la relación directa de costos de los materiales de construcción según FEMA P-58 respecto a la respecto a los costos de materiales del lugar del proyecto.

r_{lab} : Expresa la relación directa entre el valor de la mano de obra según FEMA P-58 y el valor de la mano de obra del lugar del proyecto.

Por otro lado, se debe tener en cuenta que según estudios como el de (Hirakawa y Kanda, 1997), los cuales a partir de analizar 210 edificaciones establecieron que los costos de reparación vinculados a los equipos, acabados e instalaciones se pueden considerar tomando en cuenta que los costos de reparación vinculados a elementos estructurales ($Costo_{Est/rep}$) representan un 40% de los costos totales de reparación, es decir costo de reparación total ($Costo_{Tot/rep}$) se obtendrá de la siguiente manera:

$$Costo_{Tot/rep} = (Costo_{Est/rep}) / 0.4$$

2.2.4. Representación de las demandas sísmicas

Las consecuencias como ruptura de falla, deslizamientos, entre otras que podrían generarse debido al movimiento del suelo están vinculadas con el peligro sísmico. Para el análisis del desempeño se toma en cuenta las

direcciones en las que ocurre el sismo; este movimiento se da en 3 direcciones ortogonales, una vertical y dos horizontales; en casi todos los casos la vertical no representa un peligro sísmico importante por lo que es análisis del desempeño se realiza en los componentes horizontales.

Los espectros de aceleración objetivo se pueden utilizar para la caracterización de estos movimientos sísmicos. Asimismo, de realizarse un Análisis No Lineal Tiempo Historia estas consecuencias sísmicas serán estudiadas verificando de manera simultánea el comportamiento del edificio frente a la acción de los dos componentes horizontales ortogonales del sismo; para que estas componentes estén relacionadas con el espectro de respuestas objetivos deben ser escaladas. También se tiene el uso del análisis simplificado, aquí el movimiento sísmico se representa con las aceleraciones espectrales de respuesta pertenecientes al período del primer modo de vibrar en cada eje de la estructura.

La caracterización del peligro sísmico es afectada por el tipo de evaluación del desempeño, así como por la forma de análisis estructural que se ejecutará. En el caso de una evaluación basada en el tiempo, una serie de curvas de peligro sísmico definen la intensidad del sismo, y para cada una de estas curvas se deriva un espectro de respuesta para una respectiva tasa de excedencia.

2.2.4.1. Ubicación y condiciones del sitio

La amenaza sísmica es influenciada por la ubicación de la estructura en relación con la fuente sísmica principal y el carácter geológico y topográfico del sitio de fundación. La ubicación y las condiciones del sitio juegan una función importante en diferentes casos de evaluación del desempeño, por ejemplo, en el análisis basado en intensidad, no se especifica la ubicación de la edificación en relación con la falla, pero las características del suelo es de particular importancia para elegir la forma del espectro de respuesta. Para los análisis basados en escenarios, es fundamental identificar la distancia de la fuente sísmica y las características del sitio para elegir la ecuación de predicción del movimiento del suelo más apropiada. En un análisis basado en el tiempo, la ubicación de la edificación y las características del suelo son fundamentales para adquirir curvas de peligro sísmico adecuadas para el

edificio en estudio.

2.2.4.2. Definición del peligro sísmico para el análisis no lineal tiempo historia

Enseguida, se presenta la guía sugerida para elegir y escalar los registros sísmicos a usarse en un análisis no lineal tiempo historia, de tal forma que el usuario esté en posibilidad de desarrollar un adecuado espectro de respuesta objetivo, elegir adecuados grupos de registros sísmicos y escalarlos de manera que tengan correspondencia con el espectro de respuesta objetivo.

Espectro de respuesta de aceleración objetivo

Según lo indicado anteriormente, los espectros de aceleración de la respuesta del objetivo se consiguen de diferentes maneras según el tipo de evaluación del desempeño (intensidad, escenario o tiempo). La selección correcta del espectro objetivo es importante porque representa la relación entre la selección de registros sísmicos y la data de peligro sísmico para el análisis dinámico no lineal.

Selección de registros sísmicos y escalamiento

Se selecciona y escala un grupo de registros sísmicos con el fin de que al hacer el análisis no lineal tiempo historia se obtenga un comportamiento estructural medio estimado más real. Para conseguirlo los espectros de respuesta de los registros sísmicos elegidos tendrán una forma espectral similar a la forma del espectro objetivo dentro de un rango de períodos $T_{min} \leq T \leq T_{max}$.

Para elegir los registros sísmicos FEMA P-58 sugiere, que tengan similares características en cuanto a tipo de suelos, mecanismo de falla, magnitud, y distancia a la fuente. Además, se recomienda usar como mínimo 7 pares de registros, siempre y cuando los espectros de respuesta se ajusten razonablemente al espectro objetivo. De existir una dispersión representativa de los espectros de respuesta con respecto al espectro objetivo se requiere de 11 o más pares de registros sísmicos para estimar una aceptable respuesta media de la edificación.

Selección para Evaluación Basada en Tiempo

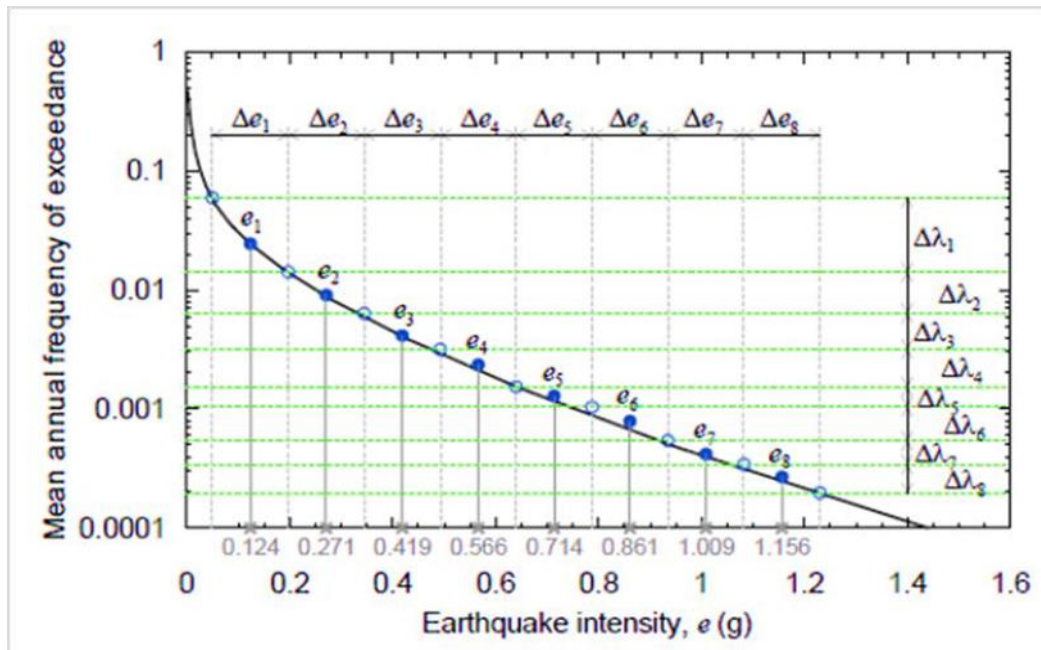
Con el fin de elegir los pares de registro sísmico se sugiere seguir las

pautas que se presentan a continuación:

1. Elaborar una curva de peligro sísmico para $Sa(\bar{T})$.
2. Calcular el rango de aceleraciones espectrales, S_a^{min} , S_a^{max} , los cuales representan la máxima y mínima media de la frecuencia anual de excedencia.
3. Dividir el rango de aceleraciones espectrales en m intervalos, por recomendación de FEMA P-58 una cantidad de 8 intervalos como se ilustra en la figura 16. En cada intervalo se elige el punto medio de aceleración espectral y su respectiva media de frecuencia anual de excedencia.
4. Elaborar el espectro objetivo en cada intervalo utilizando la frecuencia anual de excedencia calculada en el punto medio de aceleración espectral.
5. Para cada espectro objetivo realizado en el paso cuatro, se eligen y escalan pares de registro sísmico.

Figura 16.

Caracterización del peligro sísmico para una evaluación basada en el tiempo



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atccouncil.org/reports>).

2.2.4.3. Definición del peligro sísmico para un análisis simplificado

Similar al análisis dinámico no lineal presentado previamente, para un análisis simplificado la definición del peligro sísmico está en base al tipo de evaluación que se va a usar.

Evaluación basada en el tiempo

El peligro sísmico se determina de la siguiente forma:

1. Se siguen los pasos del 1 al 4 del ítem 2.2.4.3.
2. Realizar un espectro para cada frecuencia anual de excedencia.
3. Para cada espectro conseguido en el paso 2, se determinan los valores de aceleración espectral de respuesta para los períodos del primer modo traslacional en cada eje de la edificación $T1x$, $T1y$.

2.2.5. Análisis de la respuesta estructural

El propósito del análisis estructural es analizar la respuesta de una estructura frente a la acción de un sismo, y así tener una estimación promedio de varios parámetros de respuesta que pueden ser utilizados como indicadores de la presencia o ausencia de daño estructural. Estos parámetros de respuesta suelen ser la aceleración, la velocidad del suelo, la desviación del suelo, la desviación residual, etc. El método FEMA P- 58 recomienda dos métodos diferentes de análisis estructural, análisis de historial de respuesta no lineal y análisis lineal simplificado. En seguida, se describen las principales tipologías de cada método y las consideraciones que se deben tener en cuenta para utilizarlos correctamente.

2.2.5.1. Análisis no lineal

Este modelo de análisis se considera uno de los más completos en la actualidad para realizarlo en una edificación, pero su costo es alto computacionalmente y relativamente complejo en comparación con otros tipos de análisis. Una de las ventajas de este análisis es que se puede utilizar en cualquier lugar cualquier tipo de estructura e intensidad sísmica. Usando este tipo de análisis, se pueden crear conjuntos de demandas, Por ejemplo, derivas de piso, aceleración y velocidad de pisos, todos estos como indicadores de rendimiento de la estructura. Además, con estos conjuntos de demanda se puede obtener estadísticamente valores medios y de dispersión para cada uno de estos parámetros de demanda e inferir dependencias entre ellos

Modelado

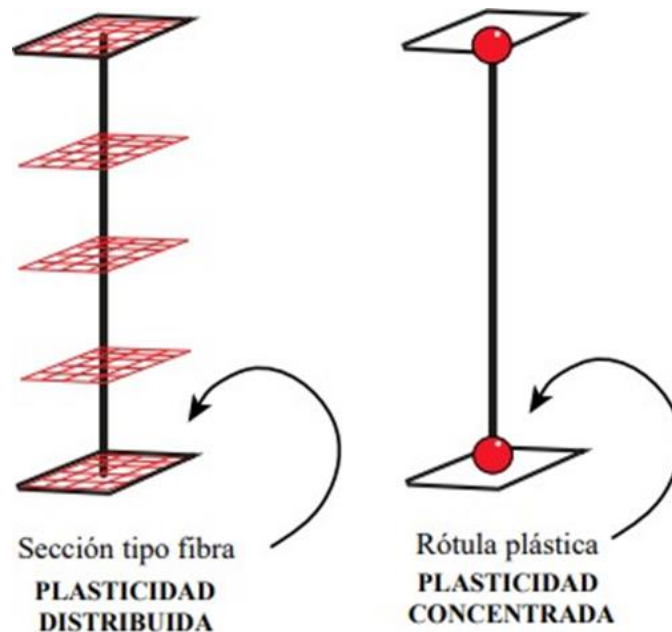
El estudio comienza con un modelo analítico 3D de la estructura, cuya exactitud dependerá del realismo y aproximación reflejada en los resultados. Un modelo analítico se puede considerar como una combinación de varios componentes tridimensionales, que pueden ser estructurales o no estructurales; ya que diferentes componentes no estructurales pueden proporcionar una cierta rigidez a la edificación, lo que finalmente resulta en una variable considerable del período fundamental de la estructura.

El carácter del análisis requiere que se modelen todos los componentes, incluidas las representaciones del comportamiento no lineal fuerza-deformación, exceptuando aquellos que se conoce que no exhiben un comportamiento no lineal o un comportamiento no lineal insignificante ante

los niveles de intensidad sísmica estudiados. Los modelos que dan cuenta de este comportamiento no lineal varían, como se muestra en la figura 17, pueden variar desde el modelo de plasticidad más simple concentrado en rótulas hasta el modelo de plasticidad distribuida que utiliza elementos finitos, eso sí, más costoso desde el punto de vista computacional.

Figura 17.

Modelos idealizados para elementos viga-columna.



Fuente: Deirelein, G. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. NEHRP Seismic Design Technical Brief.

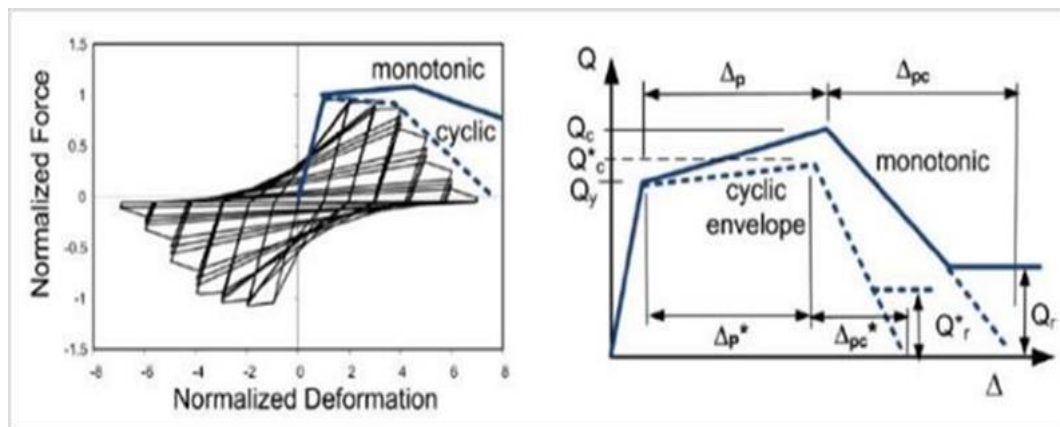
En seguida se muestran las consideraciones a tomarse en consideración para efectuar un modelo idóneo de la estructura en estudio.

Relación Esfuerzo – Deformación del componente

El modelo de cada componente se caracteriza por la relación esfuerzo-deformación, como se muestra en la figura 18, estas relaciones se obtienen trazando parámetros de esfuerzo como la fuerza axial, la fuerza de corte o el momento frente a parámetros de rotación o de deformación.

Figura 18.

Curvas idealizadas, derivadas de curvas de envolvente monotónica y cíclica.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

Se distinguen dos tipos específicos de curvas, envolventes cíclicas o monotónicas. El principal contraste está en la manera en que se consiguen estas curvas ya que, como mencionan Deierlein (2010), las curvas monotónicas figuran la respuesta observada en el componente analizado bajo carga monotónica, mientras que las envolventes cíclicas contienen el comportamiento esfuerzo-deformación del componente bajo carga cíclica, que varía según el modelo de carga utilizado.

También mencionó que, para el análisis dinámico no lineal, la elección del tipo de curva se basa en cómo se modele la degradación cíclica. La degradación cíclica se puede modelar directa o indirectamente, en el caso del modelado directo, el componente comienza con un modelo de curva monótona y se degrada durante el análisis. En el modelado implícito, los componentes se modelan utilizando curvas de ciclo y se ignora la degradación del ciclo adicional. Según FEMA (2018a), el modelado directo de la degradación cíclica es deseable, pero pocos programas informáticos tienen las herramientas para ejecutarlo.

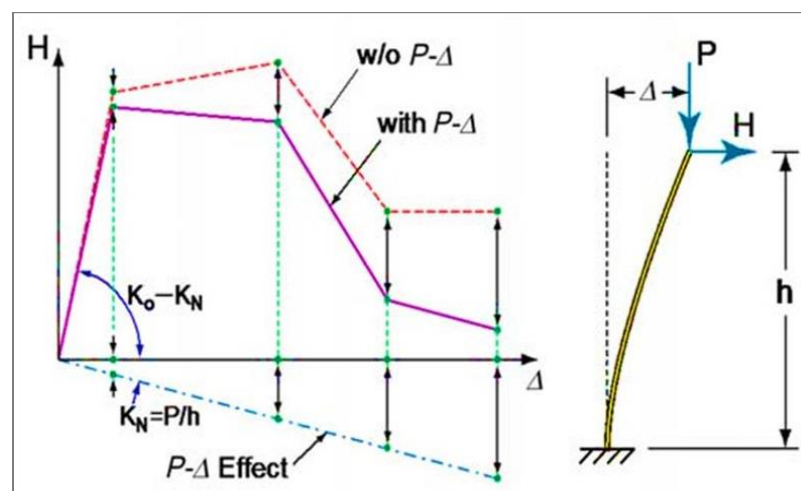
No linealidad geométrica

El efecto P-delta puede incrementar considerablemente el desplazamiento y respuesta de fuerza de los componentes internos después

de la fluencia de una estructura. Por ende, el efecto P-delta debe considerarse en el análisis no lineal. Acorde a lo indicado por con Deierlein (2010), es necesariomodelar el efecto P-delta porque pueden reducir significativamente la resistencia lateral de la estructura y causar inestabilidad dinámica. Esto se observa en la figura 19 en el cual una curva idealizada de cortante basal vs deriva con y sin efecto P-delta de una estructura en voladizo.

Figura 19.

Curva esfuerzo-deformación con y sin efecto P-delta de una estructura en voladizo.



Fuente: Deierelein, G. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. NEHRP Seismic Design Technical Brief.

Cargas gravitacionales

El análisis debe tener en cuenta las cargas de gravedad y las cargas vivas, así como la masa sísmica total de la estructura. La carga viva esperada suele ser el 25% de la carga actual de diseño.

Amortiguamiento

La mayor parte de las pérdidas de energía en la estructura están representadas por el modelo de respuesta histerética de los componentes estructurales. El amortiguamiento viscoso equivalente se usa para representar la energía que no puede ser capturada por el modelo histerético, que normalmente representa la disipación de energía del componente modelado como divisiones, elásticos, interacción suelo fundación y acabados. Normalmente, este valor de amortiguamiento viscoso está entre el 1 % y el 5

% de la estructura de amortiguamiento crítico en los modos de vibración dominantes. Los valores inferiores al 3 % se suelen utilizar para edificios altos o estructuras que tienen en cuenta los efectos de amortiguamiento vinculados con los cimientos y los elementos no estructurales.

Diafragmas

Los diafragmas deben modelarse con las consideraciones de rigidez adecuadas. Un diafragma tiene la posibilidad de considerarse rígido si la deformación lateral en el plano es inferior a la mitad del valor de la deriva de piso superior e inferior al piso analizado.

La masa debe distribuirse en toda la superficie del diafragma para tener en cuenta los efectos de torsión de la estructura. En el caso de diafragmas que no permanezcan en el rango elástico ante las intensidades sísmicas estudiadas, se requerirá una representación no lineal de los elementos

Número de análisis

En base a lo indicado en las secciones previas, para lograr una estimación admisible de la respuesta media de la edificación, se requieren como mínimo 7 pares de registros sísmicos si sus formas espectrales coinciden con la forma espectral objetivo en un intervalo de periodos T_{min} a T_{max} caso contrario se requiere 11 o más pares de registros para adaptarse de manera óptima.

Para la evaluación basada en el tiempo, se realiza un análisis no lineal para cada intervalo de intensidad del estudio, se recomiendan 8 intervalos para este método. Cada intervalo de intensidad requiere al menos 7 pares de registros que coincidan bien con el espectro objetivo; de lo contrario, se requieren al menos 11 pares de registros.

Velocidad y aceleración de pisos

Por lo general, los resultados de un análisis no lineal tiempo historia incluye fuerza en los componentes, valores de desplazamiento máximo, y demandas de deformación no lineal. Mientras que cierto grupo de fragilidad usan estos resultados como parámetros de demanda predictivos, la mayoría de

los grupos de fragilidad usan parámetros de demanda como la deriva de pisos, la aceleración y la velocidad de piso. Algunos paquetes computacionales para el análisis estructural no suelen proporcionar estos resultados directamente, por ello es posible que sea necesario procesarlos posteriormente para obtener los parámetros necesarios. La deriva de piso es el resultado de la diferencia entre el desplazamiento de pisos adyacentes dividida para la altura del piso. La velocidad del piso se obtiene por diferenciación numérica dividiendo la diferencia entre el desplazamiento del piso en dos lapsos de tiempo adyacentes por el tamaño del paso de tiempo. La aceleración de piso igualmente se obtiene utilizando el método descrito anteriormente.

Deriva efectiva

En muros de concreto de gran esbeltez, el parámetro preferido para controlar la curva de fragilidad es la deriva efectiva. Esta medida refleja la deriva tomada a la altura efectiva del muro. La ubicación de esta altura efectiva varía según las condiciones de carga, pero normalmente es del 50 al 75% de la altura del edificio

Garantía de calidad

El procedimiento de análisis no lineal es complicado, y para garantizar que los resultados conseguidos sean representativos, el modelo analítico de la estructura debe revisarse cuidadosamente para aseverar su confiabilidad. El método FEMA P-58 recomienda verificar el modelo de la siguiente manera

1. Los resultados del análisis dinámico no lineal deben compararse con los resultados del análisis dinámico lineal (espectro de respuesta) para verificar el grado de no linealidad de la estructura a diferentes intensidades de movimiento. Asimismo, es necesario corroborar si el comportamiento del modelo no lineal es consistente con el modelo lineal a bajas intensidades.
2. El análisis estático no lineal bajo cargas laterales y de gravedad se puede utilizar para investigar mecanismos inelásticos, deformación plástica, redistribución de fuerzas inelásticas y compararlos con el comportamiento esperado.
3. Los análisis dinámicos no lineales deben realizarse con y sin efectos P-delta para determinar la sensibilidad de los resultados a las cargas de

gravedad y grandes deformaciones.

4. Los gráficos de respuesta de histéresis de los diversos componentes deben revisarse para asegurarse de que coincidan con el comportamiento modelado esfuerzo-deformación.

Incertidumbre

El análisis del historial de respuesta no lineal se usa con el fin de adquirir una estimación de la respuesta media de la estructura, y varias consideraciones del historial de respuesta se pueden calcular con precisión si se realiza una cantidad suficiente de análisis para diferentes modelos de análisis que varían las consideraciones de modelado. Modelado de incertidumbres que afectan a los requisitos dependientes. Sin embargo, es poco práctico realizar un número tan grande de análisis, por lo que el método propone estimar la dispersión de los parámetros de demanda en base a una estimación de la incertidumbre asociada al cálculo de la respuesta.

Este enfoque reconoce 3 fuentes primordiales de incertidumbre en los parámetros de demanda, que son: incertidumbre de modelado, variabilidad entre registros y variabilidad en el movimiento del suelo

Incertidumbre en el modelo (Q_m)

La incertidumbre del modelado puede surgir de un modelado inexacto de componentes estructurales, amortiguamiento y estimaciones de carga. Para estimar el nivel de incertidumbre del modelo β_m se consideran dos parámetros, la incertidumbre (β_c) vinculada al nivel de definición de la construcción y calidad de la construcción y la incertidumbre asociada (β_q) a la calidad y nivel de detalle del modelo analítico. La dispersión del modelado total se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\beta_m = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2}$$

Para determinar el valor de β_c y β_q , el método proporciona 2 tablas de valores de dispersión asociados con distintos niveles de precisión, en seguida se muestran los coeficientes correspondientes en las tablas 2 y 3.

Tabla 2

Valores de dispersión para garantía de calidad de construcción

Nivel de definición y calidad de la construcción,	β_c
<p>Calidad superior (Nuevas estructuras): La estructura está completamente diseñada y se va a construir con un riguroso control de calidad, incluyendo una inspección especial, pruebas en los materiales, y observación estructural.</p> <p>Calidad superior (Estructuras existentes): Planos y especificaciones están disponibles y las investigaciones de campo confirman que representan el estado actual de la construcción, o sino, que el estado actual de la construcción es conocido. Las propiedades de los materiales han sido confirmadas con varios ensayos.</p>	0.10
<p>Calidad media (Nuevas estructuras): El diseño de la edificación está completo hasta un nivel típico de diseño de desarrollo; se prevé que la garantía de calidad y la inspección será limitada.</p> <p>Calidad media (Estructuras existentes): Los documentos que definen el diseño del edificio están disponibles y se confirman mediante observación visual. Las propiedades de los materiales se confirman mediante ensayos limitados.</p>	0.25
<p>Calidad limitada (Nuevas estructuras): El diseño de la estructura se encuentra completado hasta un nivel típico de diseño esquemático u otro nivel similar.</p> <p>Calidad limitada (Estructura existente): Los documentos de construcción no están disponibles y el conocimiento de la estructura se basa en una investigación de campo limitada. Las propiedades de los materiales se basan en valores por defecto típicos de los edificios del tipo, ubicación y edad de la construcción.</p>	0.40

Fuente: Deirelein, G. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. NEHRP Seismic Design Technical Brief.

Tabla 3

Valores de dispersión para la calidad del modelo analítico.

Calidad y Completitud del modelo analítico	β_q
<p>Calidad superior: El modelo numérico es robusto en el rango de respuesta previsto. El deterioro de la fuerza y la rigidez y todos los modos de fallo probables se modelan explícitamente. La precisión del modelo se establece con los datos de los ensayos de componentes a gran escala hasta el fallo.</p> <p>Completitud: El modelo matemático incluye todos los elementos estructurales y no estructurales que contribuyen a la resistencia y rigidez de la estructura.</p>	0.10
<p>Calidad media: El modelo numérico de cada componente es robusto en el rango previsto de respuesta de desplazamiento o deformación. El deterioro de la resistencia y la rigidez está bastante bien representado, aunque algunos modos de fallo se simulan indirectamente. La precisión se establece mediante una combinación de juicio y pruebas de componentes a gran escala.</p> <p>Completitud: El modelo matemático incluye la mayoría de los componentes estructurales y no estructurales del edificio que aportan una resistencia o rigidez significativa</p>	0.25
<p>Calidad limitada: El modelo numérico para cada componente está basado en curvas envolventes cíclicas idealizadas a partir del ASCE/SEI 41-13 o similar. Donde la degradación de resistencia y rigidez y modos de falla no están directamente incluidos en el modelo.</p> <p>Completitud: El modelo matemático incluye los componentes estructurales que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas</p>	0.40

Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

2.2.5.1.1. Metodología Mander – Concreto Confinado

Mander propuso su modelo de esfuerzo-deformación en el año 1988, el cual muestra el comportamiento del concreto bajo cargas axiales de compresión, y toma en cuenta los efectos de ubicación del refuerzo de confinamiento y la cuantía. Esta metodología sugerida por Mander describe el comportamiento del concreto a través de una única expresión continua, que puede tomar en cuenta los efectos de historias de cargas tanto cíclicas como monotónicas.

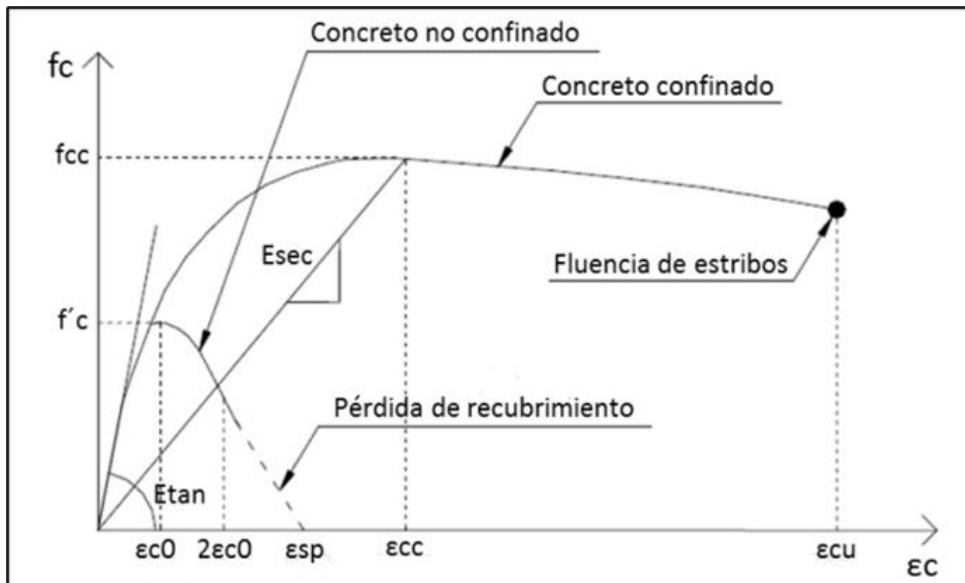
Concreto confinado es la denominación de aquellos tramos de una estructura, que tienen refuerzo transversal, los cuales ejercen una presión de confinamiento para evitar la expansión del concreto en estos sectores. Por tanto, las zonas de confinamiento en la estructura se eligen de manera estratégica, para así garantizar que el acero transversal se ubique donde realmente sea necesario.

El concreto no confinado es definido, según el modelo Mander está dado por la expresión que se presenta a continuación del presente párrafo. Esta ecuación produce una curva continua que alcanza una capacidad máxima igual a la capacidad característica del concreto en una deformación $\epsilon_0 = 0.002$, luego presenta una caída hasta llegar a una deformación $2\epsilon_0$. A esto le sigue, un sector de caída fuerte que simboliza el efecto de pérdida de recubrimiento (spalling) representada por una línea recta hasta que se alcanza la pérdida de capacidad total para una deformación arbitraria ϵ_{sp} (Ver figura 20).

$$\text{Ecuación para concreto no confinado según Mander: } f_c = \frac{\left(\frac{E_c}{E_c - E_{sec}}\right)^{f_{rc}}}{\left(\frac{E_c}{E_c - E_{sec}}\right)^{-1}}$$

Figura 20.

Ley propuesta por Mander para el concreto



Fuente: Perez, C & Torres, R. (2022). Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables. Tesis de Postgrado. PUCP.

En esta investigación no se considera la zona de caída por pérdida de recubrimiento, debido a que en este rango el concreto confinado tiene un comportamiento poco predecible. Además, se considera que para una deformación $2\epsilon_0 = 0.004$, el concreto alcanza el agotamiento.

Curva tensión deformación de Mander

Mander con su curva de tensión deformación, mide la deformación a rotura y la tensión de compresión del acero de confinamiento en secciones circulares como rectangulares de elementos verticales. En esta investigación para establecer la forma de comportamiento de cada material, se utilizó el programa análisis estructural SAP2000. En seguida se presentan las fórmulas que respaldan la ley propuesta por Mander.

$$f = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r}$$

En la que:

$$\varepsilon'_{cc} = \left\{ 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) + 1 \right\} \varepsilon'_c$$

$$x = \varepsilon / \varepsilon'_{cc}$$

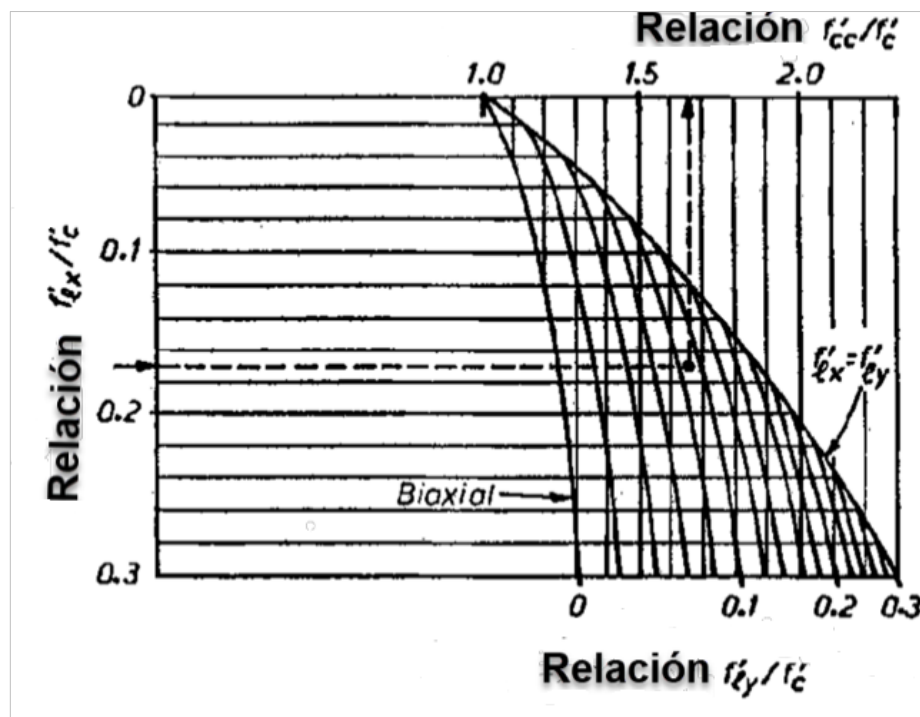
$$E_{sec} = f'_{cc} / \varepsilon'_{cc}$$

$$r = E / (E - E_{sec})$$

La expresión ε'_{cc} indica el valor de deformación para un esfuerzo f'_{cc} en el concreto confinado, por tanto ε'_c es la deformación para f'_c , además ε'_c y f'_c tienen valores conocidos. Para determinar el valor de f'_{cc} en secciones rectangulares se sigue el procedimiento que se presenta en seguida, es preciso mencionar que para el caso de una sección circular este procedimiento variará. Para calcular f'_{cc} es necesaria el uso de la figura x:

Figura 21.

Relación de f'_{cc} y f'_c



Fuente: Paulay, T. & Priestley M.1(1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". University of California, San Diego

La expresión f'_{cc} es la resistencia máxima del concreto confinado, por tanto, el menor valor que se encuentra en esta relación es 1. Para obtener esta relación necesitamos obtener los valores de f'_{lx} y f'_{ly} , como se muestra

a continuación:

$$f'l_x = k_e fl_x$$

$$f'l_y = k_e fl_y$$

$$fl_x = \rho_x f_{yh}$$

$$fl_y = \rho_y f_{yh}$$

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{sdc}$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{sbc}$$

La separación longitudinal entre ligaduras está representada por "s", A_{sx} viene a ser en la dirección "x", el área total de acero transversal; A_{sy} en la dirección "y". La separación centro a centro de ligaduras en dirección "y", está representada por bc , y dc representa en dirección "x", la separación centro a centro de ligaduras.

Asimismo, para el cálculo de k_e , el cual mide la efectividad del concreto confinado, se utiliza la expresión que se presenta a continuación:

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}}$$

$$A_{cc} = bc dc$$

$$A_e = \left(bc dc - \sum_{i=1}^n \frac{(w_i^2)}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2bc} \right) \left(1 - \frac{s'}{2dc} \right)$$

La distancia longitudinal cara a cara de las ligaduras está representado por s' y la distancia cara a cara entre ramas en el lado largo del elemento confinado está representado por " w ". Además, es preciso indicar que fl representa la presión lateral ejercida por el acero de confinamiento en el concreto confinado.

2.2.5.2. Análisis simplificado - lineal

El análisis simplificado de la estructura se fundamenta en modelos lineales, análisis estáticos y estimación de esfuerzos de fluencia laterales. Además, el análisis considera que el edificio posee estructuras de respuesta

de traslación independientes en dos ejes de traslación ortogonales (X, Y). Además, se desprecian los efectos de los sismos verticales, la torsión y las interacciones suelo-estructura.

Por ende, utilizar un análisis simplificado está muy reducido debido a las condiciones estructurales y no se puede utilizar para edificios con sistemas estructurales complejos o con irregularidades, ya que los valores medios y de dispersión asociados a los requisitos obtenidos del análisis simplificado tendrán muy altos valores de incertidumbre, lo que da como resultado evaluaciones de daños e impactos estructurales poco prácticas y significativamente diferentes de las que se pueden lograr con un análisis no lineal.

Las suposiciones y limitaciones de este método son las siguientes:

- El sistema de pórticos es independiente en las dos direcciones horizontales de la estructura, la respuesta a lo largo de cada eje está desacoplada y la respuesta torsional de la estructura es despreciable.
- Planta y elevación regular en la estructura, es decir, no hay roturas significativas en la resistencia y rigidez de la estructura.
- La deriva de piso no debe exceder 4 veces la deriva de fluencia, no debe existir excesiva degradación de la rigidez o resistencia, y se justifica la suposición de un comportamiento elástico-plástico bilineal del componente.
- La deriva de piso se limita al 4%, ya que por debajo de este valor el efecto P-delta puede considerarse insignificante.
- Para una altura de edificio menor a 15 pisos, la participación de los modos más altos en la respuesta no es significativa

Modelado

El modelo matemático del edificio debe mostrar la distribución de masa y rigidez de la estructura, y para esto se deben modelar todos los componentes que contribuyen de manera significativa a la resistencia lateral y rigidez de la edificación. El modelado adecuado es fundamental, ya que ayudará a determinar el período fundamental del primer modo de vibración de la estructura en cada dirección de análisis, y el período y la forma del primer modo logrado, harán posible, que la estructura calcule las fuerzas pseudo

laterales para usarlo en el análisis estático de la edificación.

Procedimiento

Estimación de la pseudo fuerzas laterales

Para cada sentido de análisis de la estructura las pseudo fuerzas laterales (V) se estiman en base a la expresión mostrada a continuación:

$$V = C_1 C_2 S_a(T_1) W_1$$

Donde:

C_1 : Factor de ajuste por desplazamientos inelásticos

C_2 : Factor de ajuste por degradación cíclica.

$S_a(T_1)$: Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento calculada en el período fundamental de la estructura

W_1 : Peso efectivo en el primer modo de vibrar.

Estimación media de la demanda

El método ofrece las siguientes pautas para calcular la demanda utilizando un análisis simplificado.

1. Se determina la distribución de las fuerzas verticales a lo largo de toda la altura del edificio.
2. Se aplican fuerzas laterales al modelo estático lineal de la edificación para obtener desviaciones y desplazamientos de piso no corregidas.
3. Se corrige la deflexión del piso para tener en cuenta el comportamiento inelástico y los efectos de los modos de vibración más altos.
4. Se usa la aceleración máxima del suelo para calcular la aceleración máxima de cada piso.
5. Se utiliza la velocidad máxima del suelo para estimar la velocidad máxima de cada piso.

Dispersiones en los cálculos de respuesta

Un análisis basado en el rendimiento que utiliza un análisis simplificado requiere el desarrollo de distribuciones de la aceleración, deriva y velocidad de pisos para que estas distribuciones tengan en consideración la incertidumbre en la intensidad del movimiento, βgm , la variabilidad registro a

registro, ($\beta a\Delta$, βaa , βav), y el modelado, βm .

Para la evaluación de tiempo o intensidad, se calculan los valores individuales de dispersión para la deriva, β_{SD} , la aceleración de piso, β_{FA} , velocidad de piso β_{FV} , mediante las siguientes ecuaciones:

$$\beta_{SD} = \sqrt{\beta_{a\Delta}^2 + \beta_m^2}$$

$$\beta_{FA} = \sqrt{\beta_{aa}^2 + \beta_m^2}$$

$$\beta_{FV} = \sqrt{\beta_{av}^2 + \beta_m^2}$$

En el caso de evaluaciones basadas en escenarios, las ecuaciones(d), (e), (f) también deben tener en cuenta la dispersión debido a la incertidumbre de la intensidad del movimiento β_{gm} . Los valores de $\beta a\Delta$, βaa , βav y βm se muestran en la Tabla 4 a continuación. Los valores intermedios $T1$ y S deben interpolarse linealmente.

Tabla 4.

Dispersiones por defecto para la variabilidad entre registros sísmicos y la incertidumbre en la modelización para un análisis simplificado.

T_1	$S = \frac{\Sigma a_i T_i - W}{V_{y1}}$	$Q_{a\Delta}$	Q_{aa}	Q_{gv}	Q_m
0.2	≤ 1.0	0.05	0.10	0.50	0.25
	2	0.35	0.10	0.51	0.25
	4	0.40	0.10	0.40	0.35
	6	0.45	0.10	0.37	0.50
	≥ 8	0.45	0.05	0.24	0.50
0.35	≤ 1.0	0.10	0.15	0.32	0.25
	2	0.35	0.15	0.38	0.25
	4	0.40	0.15	0.43	0.35
	6	0.45	0.15	0.35	0.50
	≥ 8	0.45	0.15	0.34	0.50
0.5	≤ 1.0	0.10	0.20	0.31	0.25
	2	0.35	0.20	0.45	0.25
	4	0.40	0.20	0.41	0.35
	6	0.45	0.20	0.35	0.50
	≥ 8	0.45	0.20	0.32	0.50
0.75	≤ 1.0	0.10	0.25	0.30	0.25
	2	0.35	0.25	0.33	0.25
	4	0.40	0.25	0.39	0.35
	6	0.45	0.25	0.35	0.50
	≥ 8	0.45	0.25	0.30	0.50
1	≤ 1.0	0.15	0.30	0.27	0.25
	2	0.35	0.30	0.29	0.25
	4	0.40	0.30	0.37	0.35
	6	0.45	0.30	0.35	0.50
	≥ 8	0.45	0.25	0.34	0.50
1.5	≤ 1.0	0.15	0.35	0.25	0.25
	2	0.35	0.35	0.26	0.25
	4	0.40	0.30	0.33	0.35
	6	0.45	0.30	0.34	0.50
	≥ 8	0.45	0.25	0.33	0.50
≥ 2.0	≤ 1.0	0.25	0.50	0.28	0.25
	2	0.35	0.45	0.21	0.25
	4	0.40	0.45	0.25	0.35
	6	0.45	0.40	0.26	0.50
	≥ 8	0.45	0.35	0.26	0.50

Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

2.2.5.3. Desarrollo de la fragilidad de colapso

La fragilidad por colapso refleja el vínculo entre la posibilidad de colapso de la estructura bajo la intensidad del movimiento del suelo. La manera más óptima de figurar esta función es la distribución log-normal definida para la media de aceleración espectral $S_a(T)$ y la dispersión β . A continuación, se presenta una breve descripción de la metodología propuesta

por la Metodología P-58 de FEMA para determinar la fragilidad de colapso.

2.2.5.3.1. Análisis no lineal tiempo historia

Este es un método más fiable para evaluar la fragilidad de colapso de una estructura; pero este tipo de análisis demanda una gran cantidad de esfuerzo computacional para evaluar exhaustivamente la estructura para los distintos niveles de intensidad sísmica que conducen al colapso.

Definición del colapso

De manera general, el colapso está vinculado con una pérdida parcial o total de la capacidad de la estructura para transmitir cargas verticales a los cimientos; causada por la falla de los sistemas de resistencia a la carga por gravedad. Desde una perspectiva analítica, se podría considerar que una estructura colapsa cuando se alcanza la inestabilidad numérica debido a una deriva excesiva o demandas excesivas más allá de la capacidad de falla de los componentes resistentes a la carga de gravedad.

El método FEMA P-58 toma en cuenta los siguientes requisitos para establecer el colapso:

- **Fallo lateral (Inestabilidad dinámica):** Se da al producirse una pérdida de rigidez lateral y se produce inestabilidad por efectos P- delta
- **Pérdida de capacidad de transmitir cargas verticales:** Los componentes del sistema que resisten la gravedad y las cargas sísmicas pierden su capacidad para soportar estas cargas debido a la deflexión inducida por el terremoto
- **Superación de criterios de falla no simulada:** Se da en el caso en el que los componentes exceden sus límites de fuerza o deformación, ya no pueden soportar la carga de manera segura.

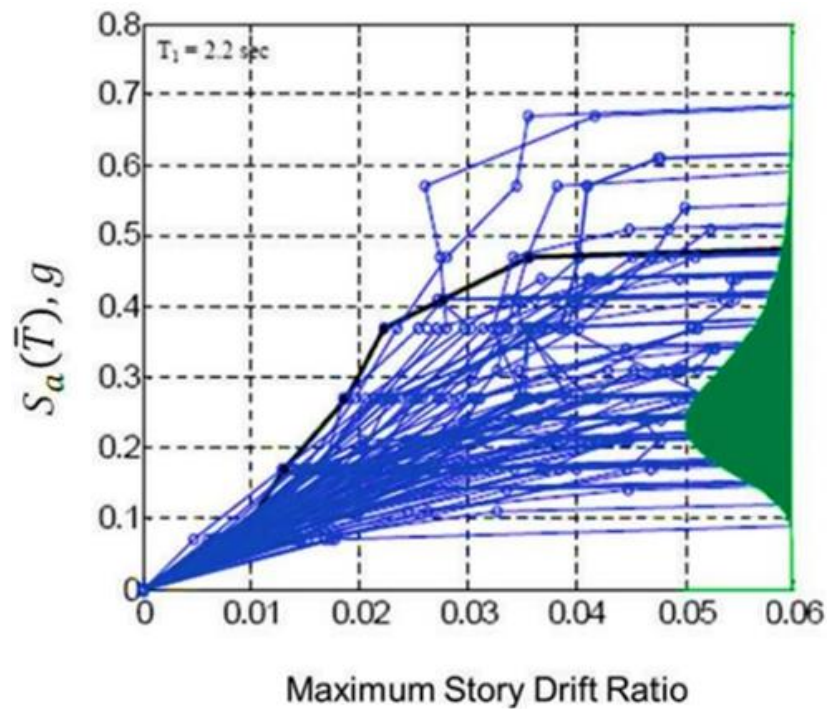
Análisis Dinámico Incremental (IDA)

El análisis dinámico incremental reside en una serie de análisis no lineal tiempo historia la estructura a la acción sísmica, que se incrementa sistemáticamente hasta que conduce al colapso. El método demanda varios pares de registros sísmicos (alrededor de 20 o más), cada uno escalado gradualmente a un nivel de intensidad diferente, para realizar un análisis de

historial de respuesta no lineal para cada par. Esto se vuelve demasiado computacionalmente intensivo y poco práctico para un uso que no sea de investigación. La figura 22 ilustra un ejemplo de los resultados que se logran conseguir utilizando el análisis dinámico incremental (IDA)

Figura 22.

Ejemplo de los resultados obtenidos en un Análisis Dinámico Incremental.



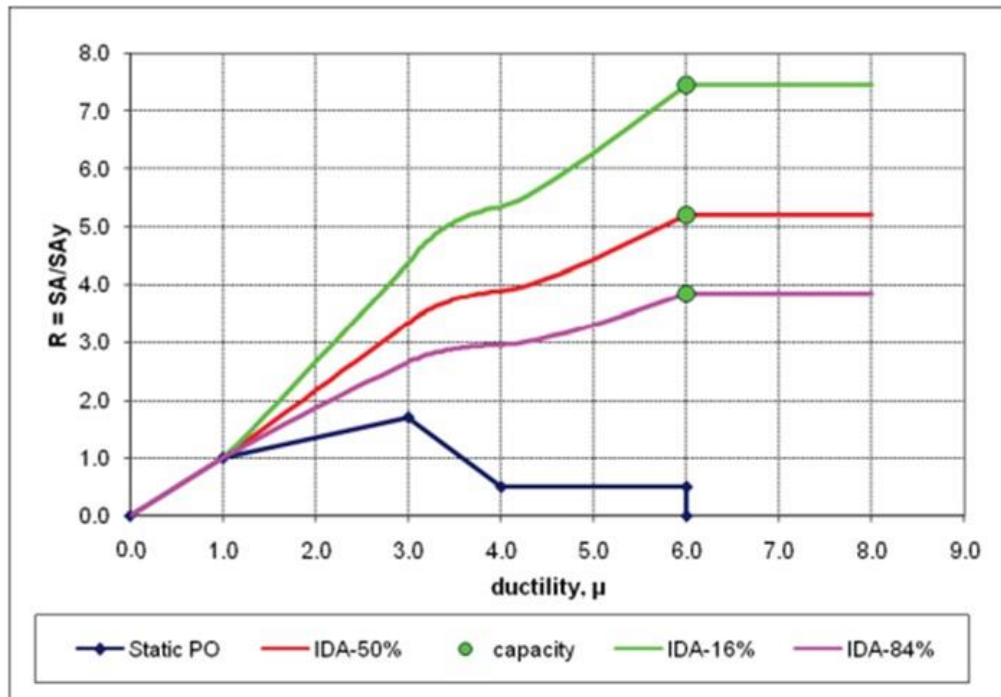
Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>)

2.2.5.3.2. Análisis no lineal simplificado

El método se basa en el trabajo de Vamvatsikos y Cornell (2006), quienes determinaron que las curvas pushover estáticas se pueden usar para estimar la respuesta dinámica no lineal de los edificios. Este estudio resultó en el desarrollo de una hoja de cálculo llamada SPO2IDA para permitir la conversión de curvas Pushover en resultados aproximados de análisis dinámico incremental (IDA) (Ver figura 23). Esta herramienta está incluida en los documentos de respaldo del Volumen 3 de FEMA P-58.

Figura 23.

Ejemplo de los resultados que se tienen utilizando la herramienta SPO2IDA



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

Utilizando los datos de análisis dinámico lineal aproximados, se puede construir una curva de fragilidad de colapso de la estructura. Vale la pena indicar que este enfoque limita el uso de este método a estructuras bajas que son regulares en plano y altura, donde los efectos torsionales son despreciables y el comportamiento se rige por el primer modo de vibración de la estructura

2.2.5.3.3. Modos de colapso

Para completar la determinación de la fragilidad de colapso, se deben considerar los siguientes puntos:

- Modos de colapso potenciales
- La extensión del colapso
- Las víctimas y heridos potenciales

Los probables modos de colapso pueden ser el colapso de un solo piso, el colapso de varios pisos o el colapso general de la edificación, y cada estado de la estructura debe tener una probabilidad de ocurrencia asociada. Para cada modo de colapso y para cada piso, se indica el grado de colapso, utilizando una relación de área para indicar la fracción del área que se verá afectada por los escombros derrumbados del piso superior. Las potenciales víctimas indican la posibilidad de que las personas en la zona de potencial colapso sufran lesiones graves o pierdan la vida.

Un modelo de elección de modos de colapso para una estructura de 4 pisos se presenta en la Tabla 5, donde se definen 5 posibles modos de colapso de la estructura:

- Modo 1 – Todos los pisos colapsan
- Modo 2 – El primer piso colapsa
- Modo 3 – El segundo piso colapsa
- Modo 4 – El tercer piso colapsa
- Modo 5 – El cuarto piso colapsa (colapso de la cubierta sobre el piso 4)

Tabla 5.

Ejemplo de modos de colapso, coeficientes de área de colapso y probabilidades de muertes y lesiones graves para una edificación hipotética.

Modos de colapso					
	Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
Probabilidad del modo de colapso	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
Probabilidad de muerte	1.0	0.9	0.9	0.9	0.9
Probabilidad de lesiones graves	0	0.1	0.1	0.1	0.1
Coefficientes de área de colapso					
Cubierta	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Piso 4	1.0	0.0	0.0	0.0	1.0
Piso 3	1.0	0.0	0.0	1.0	0.0
Piso 2	1.0	0.0	1.0	0.0	0.0
Piso 1	1.0	1.0	0.0	0.0	0.0

Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

Por ejemplo, se asumió que cada modo de falla tenía una probabilidad igual de ocurrencia de 0.20, y no se consideró la posibilidad de que el colapso de un piso pudiera conducir a un colapso en cascada. Es fundamental identificar que la suma de todas estas probabilidades condicionales es igual a 1.0. Además, se asume que el área del factor de colapso es 1.0, considerando que el colapso de un piso afectará completamente al piso inferior; si se va a considerar un determinado radio, el coeficiente será inferior a 1,0.

En general, no se puede establecer de modo fiable la gama completa de modos de falla de una estructura, especialmente cuando la cantidad de análisis es limitada; por ende, la información obtenida del modelo matemático debe complementarse con una evaluación de ingeniería del edificio. La probabilidad de los modos de falla a los que puede estar sujeta la estructura, el radio afectado y la probabilidad de muerte y lesiones.

Los datos de eventos sísmicos anteriores deben tomarse en cuenta para estimar la probabilidad de que cada tipo de falla pueda causar víctimas

humanas; la posibilidad de accidentes puede estar relacionada con el tipo y la calidad del edificio. Actualmente, la información sobre el número de víctimas del colapso estructural es muy limitada y se requiere una evaluación de ingeniería para determinar estas probabilidades.

2.2.6. Cálculo del desempeño y resiliencia sísmica

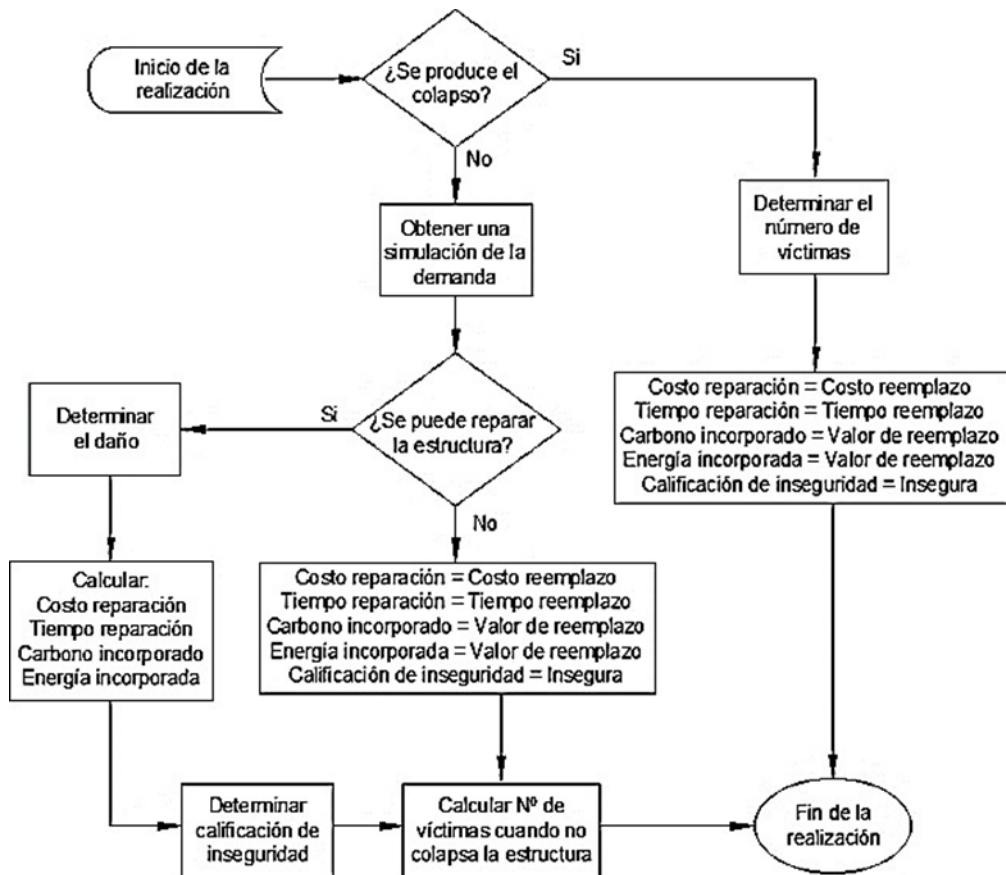
El proceso de cálculo del desempeño estructural incluye la generación de demandas simuladas, la evaluación del colapso, la detección de daños y el cálculo de daños en función del costo y el tiempo de reparación, las víctimas, la energía, la huella de carbono y la evaluación de la incertidumbre posterior al terremoto. Las clasificaciones basadas en la intensidad y las clasificaciones basadas en escenario se calculan de la misma manera, y para las clasificaciones basadas en el tiempo, el proceso radica en una secuencia de clasificaciones de intensidad ponderadas por la frecuencia de ocurrencia.

En la evaluación del desempeño de una estructura, se debe establecer un conjunto de requisitos simulados para la estructura, para lo cual el método FEMA P-58 recomienda usar un procedimiento de Monte Carlo para formular este conjunto de requisitos con base en una entrada de una serie limitada de análisis de entrada. En este proceso, mediante la introducción de datos se genera una distribución estadística de la demanda basada en la respuesta de la estructura a una determinada intensidad sísmica. En base a estas distribuciones estadísticas, se construye un conjunto estadísticamente consistente de requisitos que representen los múltiples modos de respuesta de la estructura. Una vez que se obtiene un conjunto de demandas simuladas, se pueden evaluar los daños y efectos sobre la estructura para cada demanda. En la metodología, estos resultados se denominan "realizaciones".

A continuación, la figura 24 muestra un diagrama de flujo de la ejecución de cada paso con una breve descripción de cada paso.

Figura 24.

Diagrama de flujo para el cálculo del desempeño en cada realización.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

2.2.6.1. Simulación de la demanda

La secuencia de simulación del conjunto de requisitos varía según el tipo de análisis utilizado para obtener los valores de requisitos iniciales para el modelo de análisis

Análisis no lineal historia de respuesta

Esta forma de análisis da como resultado múltiples conjuntos de requisitos, uno para cada sismo al que está sujeta la estructura. Los resultados de cada análisis se organizan en un vector que contiene los valores de cada parámetro de demanda (aceleración y velocidad máxima de suelo, derivas máximas, deriva residual, entre otros). Utilice los vectores

resultantes para crear una matriz cuyas filas representen los resultados de cada análisis y cuyas columnas representen cada parámetro de requisito.

Se supone que los datos de la matriz están bien distribuidos de manera log-normal y se usan para calcular el vector de demanda media, la dispersión y la matriz de correlación para indicar cómo varía cada parámetro de demanda con respecto a los demás parámetros de demanda. En el análisis basado en escenarios, los valores de la matriz de dispersión diagonal se mejoran utilizando el criterio de combinación cuadrática (SRSS) para tener en cuenta las incertidumbres del modelado y las incertidumbres del movimiento del suelo.

Análisis simplificado

Este análisis tiene como resultado un vector de demanda media estimada para cada parámetro de demanda. Además, usa estimaciones de dispersión estándar para cada parámetro de demanda. Por cada realización se crea un número aleatorio entre 1 y 100 que simboliza un percentil en una distribución log-normal para calcular la demanda simulada utilizando la dispersión estimada de cada parámetro de demanda.

2.2.6.2. Inicio de la realización

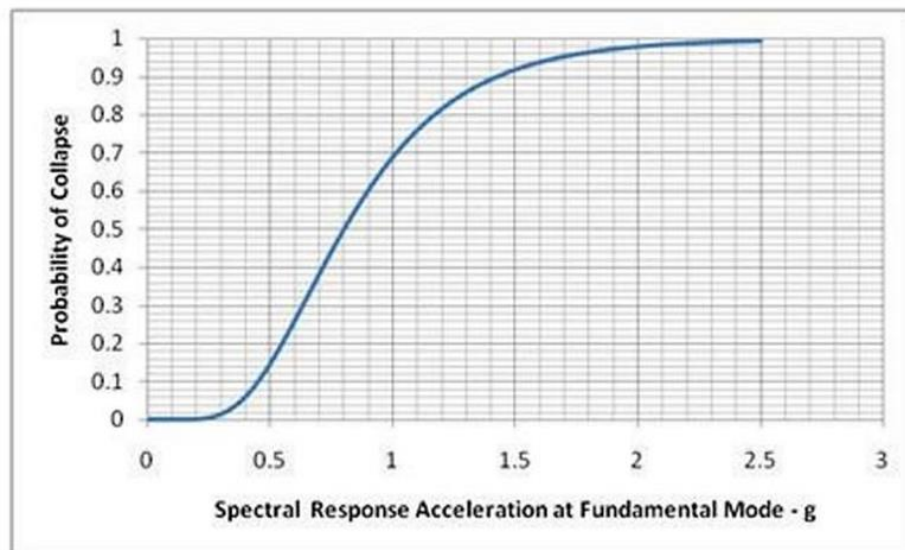
La implementación comienza eligiendo una hora del día y un día del año aleatorios en los que se supone que ocurrirá un terremoto. Esta data se utiliza en conjunto con los modelos de población para calcular el número de personas en los edificios durante los terremotos.

2.2.6.3. Determinación del colapso

La curva de fragilidad encontrada previamente determinará el colapso de la estructura, una ejemplificación hipotética de la curva de fragilidad se muestra en la figura 25, por ejemplo, para una aceleración espectral de 0,5 g, la probabilidad de colapso es del 15%. Para calcular el colapso de una estructura, se genera un número aleatorio entre 1 y 100. Si el número generado es igual o menor a la probabilidad (15 %), se dice que la estructura colapsa en la realización.

Figura 25.

Función de fragilidad de colapso para un edificio hipotético.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

Modo de colapso

Según lo indicado en las items anteriores, el desarrollo de la fragilidad por colapso requiere la identificación de posibles modos de falla y sus respectivas probabilidades de ocurrencia del 1 al 100 para que a cada número se le asigne un modo de colapso en base a su probabilidad de ocurrencia, por ejemplo, si se determina que existen 5 modos de colapso, cada uno con una probabilidad de 0.2 (20%), entonces se le asigna el patrón de plegado 1 los números del 1 al 20, el modo de colapso 2 pertenece a los números del 21 al 40 y así sucesivamente para otros modos de colapso. Por último, se genera un número aleatorio entre 1 y 100, y dentro del rango en el que existe este número, determina el modo de colapso que se genera en la realización.

Víctimas

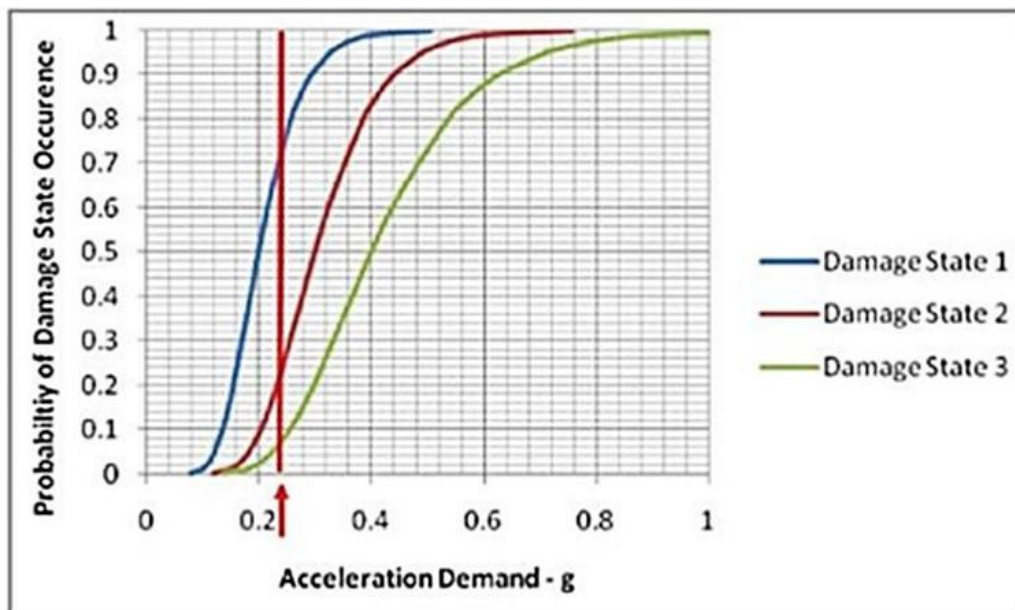
Se calcula la cantidad de personas en la estructura durante la construcción en función de la hora y fecha del terremoto, y se determina la cantidad de posibles víctimas y lesiones graves utilizando el coeficiente de área afectada por escombros definido en el modelo de falla.

2.2.6.4. Cálculo del daño

Si la estructura no colapsó, el daño del terremoto debe estimarse utilizando un conjunto de vectores previamente generado para las demandas simuladas. El estado de daño de los componentes está determinado por las funciones de fragilidad incluidas en cada grupo de rendimiento (Ver figura 26). El daño estructural total es el resultado acumulativo de la condición de daño de cada grupo de desempeño.

Figura 26.

Tres estados de daño secuenciales en base a funciones de fragilidad hipotética.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

Luego calculamos la inversa de la probabilidad de ocurrencia de cada estado dañado. Para el estado dañado 1, la inversa de la probabilidad de ocurrencia es igual a $1 - 0.75 = 0.25$, la probabilidad de falla del estado dañado 2 o mayor es igual a $1 - 0.23 = 0.77$ y por condición de daño 3 o

más la probabilidad de que no suceda es $1 - 0.06 = 0.94$. Luego determine el intervalo de probabilidad como se muestra a continuación:

- 1-25: No hay daño en el componente en este rango.
- 26-77: El estado de daño 1 se encuentra en este rango.
- 78-94: El estado de daño 2 se encuentra en este rango.
- 95-100: El estado de daño 3 se encuentra en este rango.

En el caso de que el número aleatorio resulte igual a 97 significa que el componente incurre dentro del estado de daño 3.

2.2.6.5. Cálculo de pérdidas

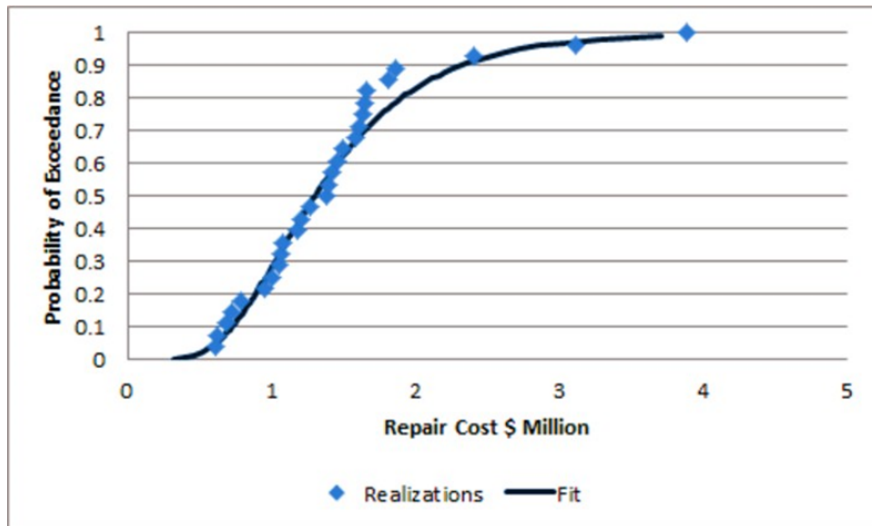
El daño se calcula a partir del daño del componente y las funciones de consecuencia correspondientes para cada grupo de rendimiento. Las pérdidas acumuladas para cada grupo de desempeño son el resultado del desempeño de la realización.

El desglose de las pérdidas se obtiene repitiendo un gran número de veces el cálculo de daños y pérdidas. Los resultados de cada realización se ordenan en orden ascendente de modo que se pueda calcular la probabilidad de que las pérdidas totales sean menores que un cierto valor de la intensidad sísmica requerida. Por ejemplo, para calcular las pérdidas de 1000 realizaciones, y las realizaciones estén ordenadas en orden ascendente, los costos de reparación con una probabilidad mayor al 90% son los costos de mantenimiento calculados en la realización del costo más alto, porque al realizar el 90% de las realizaciones, los costos esperados serán mayores.

La figura 27 muestra la distribución acumulada de las hipotéticas pérdidas de costos de reparación evaluadas por escenario o intensidad. Cada punto del gráfico figura el costo de reparación obtenido de una realización, y la curva ajustada es una distribución log-normal ajustada a los datos obtenidos de cada realización. Además, cualquier valor de pérdida se puede dividir en pérdidas asociadas con grupos de desempeños específicos, como se muestra en la figura 28.

Figura 27.

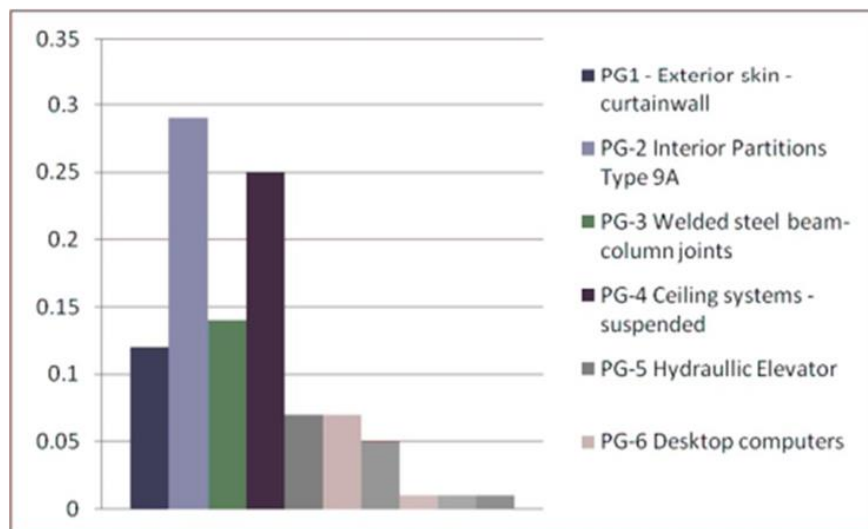
Distribución de la pérdida acumulada hipotética de los costos de reparación para una evaluación basada en escenarios o en la intensidad.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

Figura 28.

Desagregación hipotética de los costos de reparación por grupo de rendimiento.



Fuente: ATC. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition. Report Volume (<https://femap58.atcouncil.org/reports>).

2.2.6.6. Calificación de inseguridad

Para cada grupo de desempeño y realización con una condición de daño que puede conducir a una evaluación de peligrosidad del edificio, la cantidad de componentes que deben verse afectados para que el edificio se evalúe como inseguro debe determinarse en cada grupo de propiedades de desempeño. Un edificio se clasifica como inseguro si el número de componentes dañados en el grupo de desempeño excede el porcentaje de daño permitido. La probabilidad de lograr una calificación de estructura insegura se calcula dividiendo el número de realizaciones en las que un edificio se clasifica como inseguro por el número total de realizaciones para una intensidad dada (ATC 2018a).

2.3. Definición de términos básicos

Dentro del glosario se integrará términos elementales que se manejan en el trabajo de investigación a fin de facilitar el entendimiento de su procedimiento

Comportamiento estructural

Refiere a la evaluación de la edificación para analizar el análisis de vulnerabilidad frente a daños funcionales.

Derivas

Hace referencia al desplazamiento de un entrepiso respecto al piso inferior, los cuales se dividen por la altura del entrepiso. También es conocida como distorsión angular de piso (SENCICO, 2018).

Rigidez lateral

La correspondencia que existe entre el desplazamiento relativo del entrepiso y la fuerza cortante de nivel de piso (v_i) se denomina rigidez lateral (K_i) para un entrepiso (i).

Ductilidad

Es la máxima deformación en el rango inelástico que puede soportar una estructura sin llegar al colapso. Se obtiene a partir de la curva de capacidad.

Cortante basal

Es la sumatoria de las fuerzas cortantes de cada piso tomando como valor máximo en la base del edificio (SENCICO, 2018).

Colapso estructural

Se refiere al derrumbe de aquellos elementos que resistían en la edificación, causado por alguna fuerza externa o factor de resistencia y rigidez que lo hace incapaz de realizar su función prevista.

Rótulas plásticas o articulaciones

Se genera en una sección estructural cuando se consiguen altos niveles de deformación sin un aumento considerable de las cargas.

Módulo de rotura

Refiere al esfuerzo máximo ante la presencia de fallas ya sea por torsión o flexión.

Sistemas estructurales

Es el tipo de sistema con el cual la edificación está construida y es la encargada de soportar las fuerzas de gravedad, sismo o viento a la cual la edificación va ser sometida (SENCICO, 2018).

Resistencia a la tracción

Refiere a la tensión máxima que un material puede soportar antes de la presencia de desgaste o fallas. Esto se define como la fuerza aplicada por unidad de área.

FEMA P-58

Metodología probabilística para evaluar o establecer la resiliencia o desempeño sísmico de una edificación teniendo en cuenta su emplazamiento y características estructurales, no estructurales y su ocupación.

Resiliencia sísmica

Capacidad de una estructura de recuperarse después de un evento sísmico.

Diseño resiliente o basado en resiliencia

Proceso holístico que distingue y mitiga los riesgos debido a terremotos parahacer posible una rápida recuperación, después de un gran terremoto; esto superalos objetivos de rendimiento previstos por el código y los objetivos típicos de diseñobasado en el rendimiento.

PACT

Herramienta electrónica para ayudar a capturar datos de inventario de edificios, ingresar una probabilidad o intensidad dada de sacudidas de terremotos, aplicar fragilidades y consecuencias específicas a cada componente del edificio y presentar los resultados de un gran número de ejecuciones, o realizaciones, en unformato lógico.

2.4. Formulación de la hipótesis

2.4.1. Hipótesis General

El diseño estructural según la metodología FEMA P-58 optimiza la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

2.4.2. Hipótesis Específicas

H1. El costo de reparación, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor al 10% del costo de inversión total para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

H2. El tiempo de reparación, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor a 6 meses de inversión total para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provinciay departamento Lima.

H3. La cantidad de heridos, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor a 7 heridos para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

3.1. Diseño metodológico

3.1.1. Enfoque de investigación

La presente investigación tiene un enfoque cuantitativo, debido a que se estima la capacidad de resiliencia sísmica de la edificación en términos de costo de reparación expresado en porcentaje (%) y soles (s/.), tiempo de reparación expresado en meses y cantidad heridos y fatalidades expresado en porcentaje y unidades.

3.1.2. Tipo de Investigación

El tipo de investigación de la presente investigación es aplicada, esto debido a que las variables tanto la independiente (Diseño Estructural según la metodología FEMA P-58) como la dependiente (Capacidad de resiliencia sísmica) son de carácter numérico. En el caso de la variable independiente es posible cuantificar en función a los elementos estructurales y no estructurales a contemplar para realizar el diseño estructural, mientras que, en caso de la variable dependiente, la resiliencia sísmica estará en función al número de fatalidades, costo y tiempo de reparación de la edificación.

3.1.3. Nivel de investigación

El nivel de investigación de esta investigación es explicativa ya que con el uso de la metodología FEMA P-58 se mide y analiza la eficacia e importancia de la metodología FEM-P58 en el diseño estructural, se simula el comportamiento estructural de una edificación después de un evento sísmico.

3.1.4. Diseño de la investigación

La investigación tiene un diseño no experimental, debido a que se recolectaron datos en un tiempo determinado y no hay una relación de Causa Efecto entre la variable independiente, Diseño Estructural según la metodología FEMA P-58 y la variable dependiente, Capacidad de resiliencia sísmica.

3.2. Población y muestra

3.2.1. Población

Se tiene como población aquellas edificaciones de concreto armado diseñado según la Norma Peruana E030, que se encuentren ubicados en la categoría de zona de alta sismicidad (zona 4).

3.2.2. Muestra

Para este estudio la muestra está conformada por una vivienda multifamiliar de 6 niveles ubicada en el distrito de Santiago de Surco – provincia y departamento de Lima. El muestreo es de tipo intencional no probabilístico debido a que se escogió una muestra en específica en base al interés de los investigadores.

A continuación, en la figura 29 se presenta la ubicación de la muestra.

Figura 29.

Vista satelital de la zona en la que se ubica la muestra

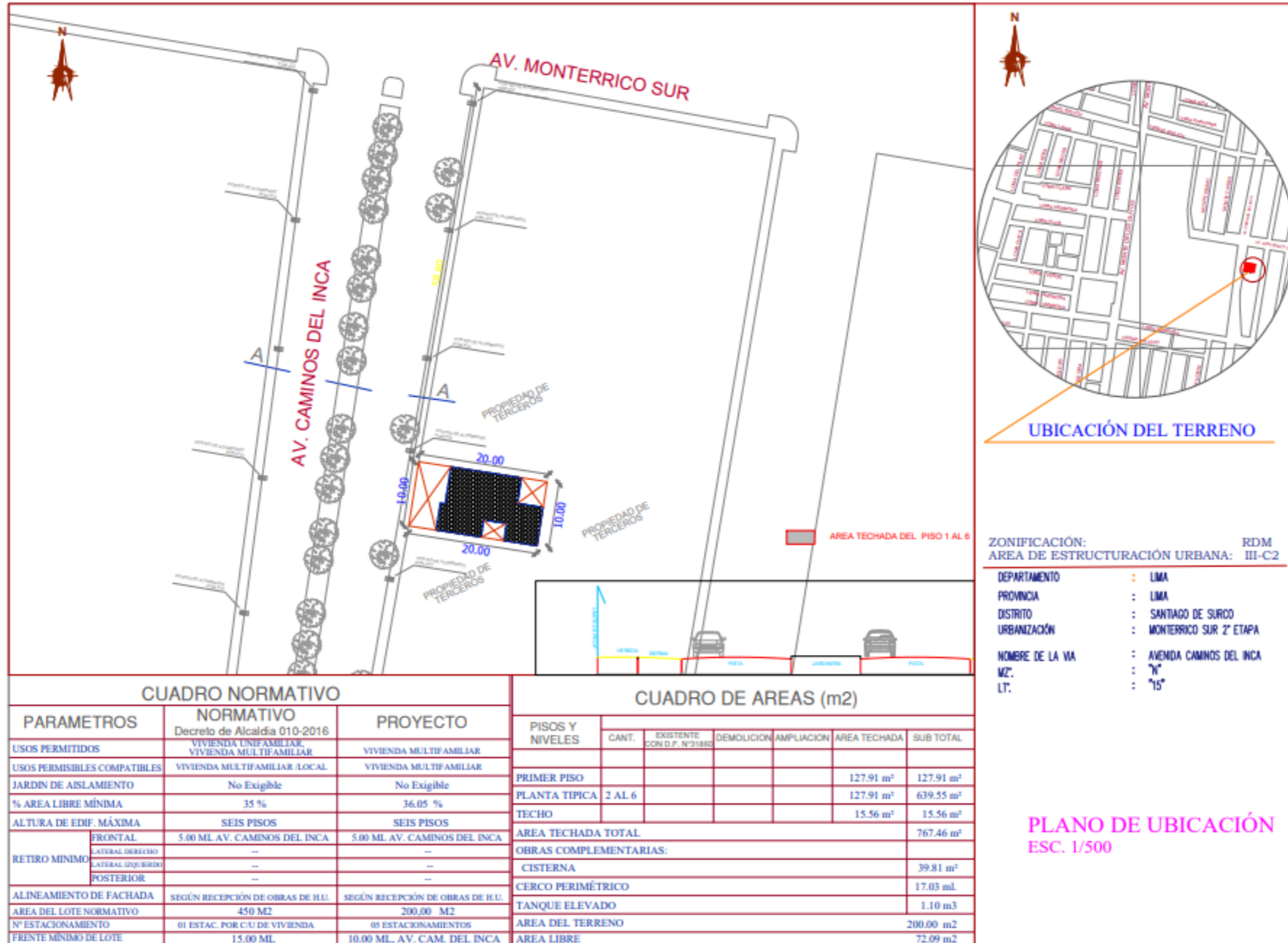


Elaboración: Los autores.

Seguidamente en las figuras 30 y 31 se muestran los planos ubicación y arquitectónicos de la vivienda multifamiliar de 6 niveles ubicada en el distrito de Santiago de Surco – provincia y departamento de Lima.

Figura 30.

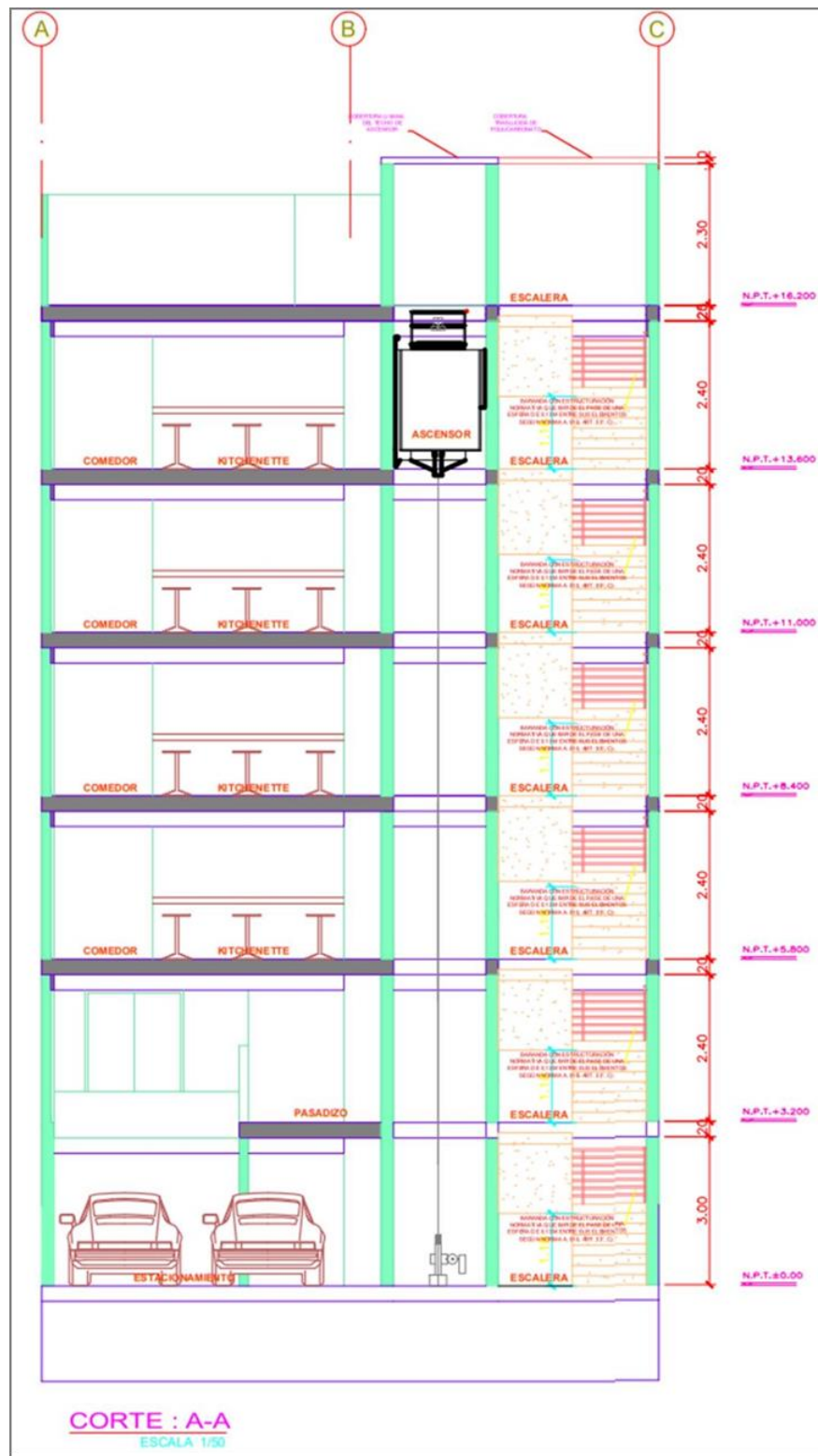
Plano de Ubicación de la edificación



Elaboración: Los autores.

Figura 31.

Corte longitudinal Vivienda multifamiliar de 6 niveles



Elaboración: Los autores.

3.3. Definición de variables

Variable Independiente: Diseño Estructural según la metodología FEMA P-58.

Variable dependiente: Capacidad de resiliencia sísmica.

3.3.1. Operacionalización de variables

Se operacionalizan las variables dependientes e independientes mencionadas anteriormente en la tabla 6 que se muestran a continuación dividiéndolos en indicadores, los cuales harán factible que la investigación contraste la hipótesis propuesta.

Tabla 6.

Operacionalización de variable dependiente e independiente

Variables	Definición Conceptual	Definición Operacional	Dimensión	Indicador
Variable Independiente				
Diseño Estructural según la metodología FEMA P-58	Es un diseño basado en OBJETIVOS DE DESEMPEÑO que utiliza métodos de ANÁLISIS SÍSMICO LINEAL Y NO LINEAL para evaluar los posibles ESTADOS DE DAÑO de un determinado SISTEMA ESTRUCTURAL que permite el diseño y construcción de diseños con una comprensión realista y confiable del riesgo de vida	Será medido a través de un modelo de Diseño estructural según la metodología FEMA P-58, de la revisión, análisis y cálculo de una vivienda multifamiliar de 6 niveles	Objetivo de desempeño	*Pérdida Financiera Directa *Tiempo de reparación *Seguridad de ocupantes
			Análisis sísmico lineal	*Análisis sísmica estático *Análisis sísmica dinámico (Derivas)
			Análisis sísmico no lineal	*Pushover (Curva de capacidad) *Tiempo Historia (Parámetros de demanda)
			Sistema estructural	*Concreto Armado
			Estados de daño	*Curvas de Fragilidad *Curvas de consecuencia
Variable Dependiente				
Capacidad de resiliencia sísmica	Es la capacidad de una estructura para recuperarse rápidamente después de un evento sísmico medidos en función del COSTO DE REPARACIÓN, TIEMPO DE REPARACIÓN Y CANTIDAD DE HERIDOS	La capacidad de resiliencia sísmica de una vivienda multifamiliar de 6 niveles será medida a través de la evaluación de un modelo matemático en la Herramienta de Cálculo de Evaluación de Desempeño, o PACT	Costos de Reparación	*Costo de reparación elementos estructurales *Costos de reparación no estructurales
			Tiempo de Reparación	*Daños estructurales *Daños no estructurales
			Cantidad de heridos	*Tasa media de fatalidades *Tasa media de lesiones

Elaboración: Los autores.

3.4. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Para la recolección de datos en esta investigación se tiene como fuentes primarias el estudio de mecánica de suelos y los planos de arquitectura para la vivienda multifamiliar de 6 niveles ubicada en el distrito de Santiago de Surco – Provincia y departamento de Lima. A partir de estos planos y estudio de mecánica de suelos se realizará el diseño estructural de la edificación utilizando la metodología FEMA P-58. Para este diseño estructural, se contará con la norma de diseño sismorresistente E.030 - 2018, y el FEMA P-58 en donde se tendrá los lineamientos necesarios para realizar diseño estructural y estimar la capacidad de resiliencia de la edificación. (Ver Figura 32 y 33)

Figura 32.

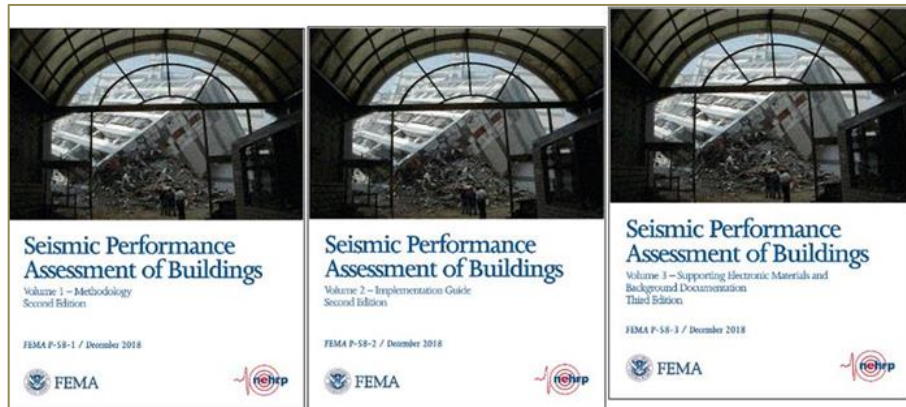
Norma Diseño Sismorresistente E030 – 2018



Fuente: SENCICO (2016)

Figura 33.

Volumen 1,2 y 3 del FEMA P-58



Fuente: FEMA (2018)

Además, para la localización, caracterización y organización de los datos se utilizó los softwares de ubicación y localización como el Google Earth Pro y el Google Maps. Asimismo, para la distribución e identificación de uso de la edificación se utilizó los planos de arquitectura y planos de ubicación, los cuales fueron visualizados mediante el software AutoCAD (Ver Figura 34 y 35).

Figura 34.

Herramientas digitales.



Fuente: Google Earth, Google Maps (2022)

Figura 35.

Software de AutoCAD.



Fuente: Autodesk® Sitio Oficial (2022)

Finalmente, dentro de los instrumentos de recolección de datos se tiene el estudio de mecánica de suelos realizado en el área correspondiente a la muestra. Este estudio permitió identificar el tipo de suelo, factor de ampliación de onda sísmica, los periodos de vibración predominantes y la capacidad portante admisible del terreno. (Ver figura 36, 37, 38 y 39)

Figura 36.

Calicata para estudio de mecánica de suelos.



Elaboración: Los autores.

Figura 37.

Recolección de datos - Estudio en Campo



Elaboración: Los autores.

Figura 38.

Estudio de Mecánica de Suelos - Análisis en Laboratorio



Elaboración: Los autores.

Figura 39.

Estudio de Mecánica de Suelos - Análisis en Laboratorio



Elaboración: Los autores.

3.5. Técnicas e instrumentos de procesamiento de los datos

Para el procesamiento de datos se usan softwares de análisis sísmico como es software comercial ETABS, softwares de diseño como el AutoCAD, hojas de cálculo como el Microsoft Excel y el Software Desarrollado por FEMA especializado para evaluar la resiliencia (PACT)

Utilizando el ETABS se obtuvo del diseño estructural y el modelamiento estructural utilizando las fuentes primarias de información. Dicho modelamiento estructural se realizó siguiendo los lineamientos de los planos y de los parámetros sísmicos según la Norma Peruana E030, Siendo estos parámetros como el factor Zona, factor suelo, categoría por uso, periodo fundamental de vibración, entre otros. Luego se realizará un análisis no lineal. El uso del Programa Microsoft Excel se realizará la extracción y el ordenamiento de los resultados obtenidos en base a los análisis realizados. Una vez realizado el modelamiento estructural y realizado el análisis no lineal tiempo historia se ingresó la información al Software PACT siguiendo los lineamientos de la metodología FEMA-P58 para poder estimar la capacidad de

resiliencia sísmica de la edificación.

3.6. Procedimiento

El procedimiento a seguir para el desarrollo de la investigación de manera general se puede agrupar en 5 pasos que se presentan continuación e ilustra en la figura 40:

Paso 1: Se realizan estudios preliminares y recolección de datos

Paso 2: Se establecen los objetivos de resiliencia y se procede a realizar un predimensionamiento, en base a criterios estructurales para cada elemento, (vigas, losas entre otros), es decir se intenta tener valores tentativos de secciones.

Se realiza el modelado de la estructura en el software de análisis estructural ETABS, tomando como base al predimensionamiento que se hizo, acto seguido se realiza un metrado de cargas y se le asigna a la estructura.

Paso 3: Ya teniendo el modelo listo y con las cargas asignadas se procede a verificar que los elementos predimensionados sean los correctos para ello se hace la evaluación de análisis LINEAL sísmico que propone la Norma E030. Esta evaluación sísmica puede ser estática o dinámica (se realizó evaluación sísmica lineal modal espectral o dinámica), lo que debe primar es que la estructura no sobrepase la deriva de 0.007 para estructuras de concreto armado, valor establecido por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, si con los elementos predimensionados la estructura no sobrepasa quiere decir que se ha elegido bien las secciones.

Una vez que ya se completó el análisis sísmico lineal se procede a diseñar los aceros en base a la Norma peruana E.060.

Paso 4: Con el diseño completado se procede a evaluar el desempeño de la estructura, es decir se realizará una evaluación más real mediante un análisis no lineal dinámico tiempo historia, en el que en base a registros sísmicos se evaluará la estructura para evaluar los daños que estos tendrían.

Aquí se seleccionan registros sísmicos que sean representativos, teniendo en cuenta el tipo de suelo de la estructura, la falla (todas debe ser del mismo tipo

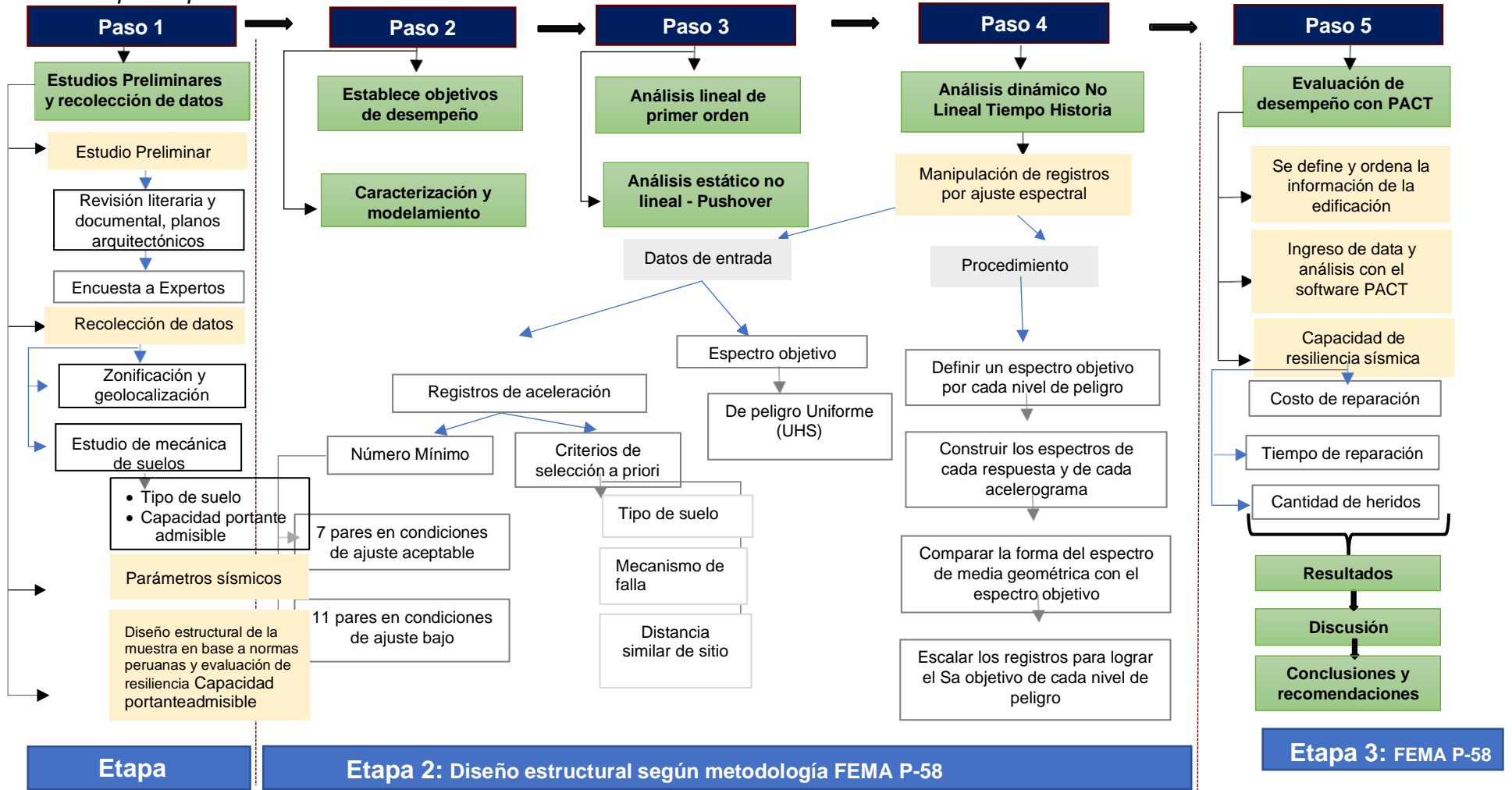
de falla tectónica y en cuestión de magnitud que todos tengan magnitud elevadas para que sean considerados representativos

Haciendo la combinación en este caso de 7 registros sísmicos con 1 espectro de peligro uniforme, por lo que se realizó un total de 14 Análisis No Lineal Tiempo Historia.

Paso 5. En la etapa 4 y 5 se revisa las fragilidades de colapso y se hace la evaluación de desempeño con el software PACT del FEMA P-58, para estimar la capacidad de resiliencia sísmica de la edificación (Costo, tiempo y víctimas), si se logra el objetivo de resiliencia establecido inicialmente, finaliza el proceso, caso contrario se modifica la estructura hasta llegar al objetivo establecido.

Figura 40.

Mapa de procesos



Elaboración: Los autores.

CAPÍTULO IV

DESARROLLO

4.1. Generalidades

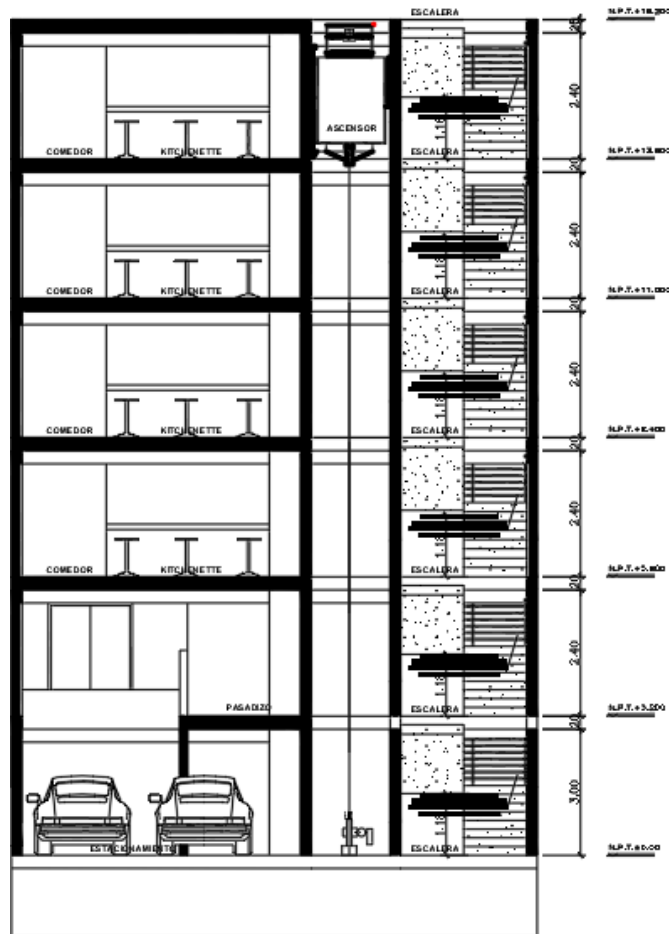
4.1.1. Descripción de la edificación

La estructura en estudio es una edificación destinada a una vivienda multifamiliar ubicado en el distrito Santiago de Surco con acceso a sus niveles superiores a través de una escalera exterior; este edificio comprende 6 niveles, la figura 41 muestra un corte longitudinal del edificio.

Los niveles tienen una planta típica con una altura de entrepiso de 2.60 m en todos los pisos; con un frente de 10.00 m. y fondo de 20.0 m abarcando un terreno de área igual a 200.00 m².

Figura 41.

Corte longitudinal de edificio multifamiliar.



Elaboración: Los autores.

4.1.2. Normatividad a emplear

Para realizar el proceso de análisis y diseño sísmico se aplicó la normativa vigente de los códigos de diseño peruano y las recomendaciones de la metodología FEMA P-58, los cuales se mencionan a continuación:

- Norma E.020 “Cargas”
- Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”
- Norma E.050 “Suelos y Cimentaciones”
- Norma E.060 “Concreto Armado”
- Norma E.070 “Albañilería”

Asimismo, posterior al análisis se verificó el diseño realizado con la metodología FEMA P-58 para poder determinar la capacidad de resiliencia sísmica en función de costos, tiempo y fatalidades y heridos.

4.1.3. Consideraciones de Diseño

Para el cálculo de la estructura se tomó en consideración los puntos, que se presentan a continuación:

- El terreno tiene una capacidad de carga igual a 3.55 kg/cm²
- El relleno compactado tiene una densidad igual a 1.80 Ton/m³.
- La norma E.060 servirá como método de diseño para los elementos de concreto.
- La norma E.070 servirá como método de diseño para los elementos de albañilería.
- El valor de resistencia del concreto será igual a $f'c = 210$ kg/cm², para las losas aligeradas, losas macizas, vigas, placas y columnas.

4.1.4. Consideraciones de Análisis

Representación numérica de la edificación:

El modelo computacional de la edificación multifamiliar se efectuó en el software ETABS. La edificación se analizó en base a un modelo tridimensional. En dicho análisis se asumió un comportamiento lineal y elástico.

Los elementos de concreto armado fueron representados mediante elementos: Frame (vigas y columnas), Shell (muros de concreto armado) y elementos membrana (Losas). La tabla 7 muestra estos componentes estructurales utilizados para la idealización de la estructura.

Tabla 7.

Representación de los elementos estructurales

Elemento	Representación	Características
Losas	Membrana	Se ignora la rigidez fuera el plano de las losas. Posibilita la transferencia el 100% de la carga vertical a las vigas
Placas	Shell thin	El esfuerzo cortante transversal es insignificante, no hay aberturas y la relación longitud/espesor es <10.
Vigas - Columnas	Frame	Elementos capaces de absorber deformaciones y esfuerzos debidos a cortante, torsión, tensión axial y flexión biaxial

Elaboración: Los autores (2022).

Además, en el modelo planteado, únicamente se tuvo en consideración los elementos estructurales, aquellos elementos no estructurales fueron introducidos al modelo como fuerza de carga, ya que no contribuyen en la rigidez y resistencia de la edificación.

Las cargas verticales soportadas por la estructura se dividen en cargas muertas y cargas vivas. Por una parte, el peso propio de los componentes estructurales y no estructurales componen las cargas muertas. La tabla 8 presenta las cargas muertas tomadas en cuenta. Por otro parte, la carga viva se refiere a la sobrecarga distribuida que depende del uso de la edificación. Se calcula una carga viva de 200 kg/m² para el edificio de 6 pisos.

Tabla 8.

Cargas muertas consideradas

Elementos	Peso por unidadde área
Placas - Vigas - Losas macizas	2400 kgf/m ³
Losas aligeradas	290 kgf/m ²
Tabiques	1800 kgf/m ³
Piso terminado	30 kgf/m ²

Elaboración: Los autores.

Por otro lado, para la idealización de la estructura, se tomó en cuenta las consideraciones mostradas en la tabla 9.

Tabla 9.

Consideraciones para idealización de estructura

Consideraciones para idealización de estructura	
Restricciones laterales	Se restringen los desplazamientos laterales del techo.
Apoyos	Se considera a los elementos empotrados en subase.
Geometría	Se redondea a múltiplos de 5 a las distancias entre ejes.
Diafragmas rígidos	Se consideran diafragmas rígidos en cada nivel, debido a la rigidez axial de las losas macizas y aligeradas, así como la relación de aspecto de la planta ($L/D > 4$).
Conexión entre elementos	Las vigas chatas en sus extremos se biarticulan. Serotulan los muros delgados o los extremos de vigas perpendiculares.

Elaboración: Los autores.

Predimensionamiento

- Losas Aligeradas: El predimensionado se realizó teniendo en consideración la sobrecarga y luces para departamentos (0.20 Tn/m²) y se consideró un espesor de losa igual a 0.25m.
- Vigas: Se determinó en base a la sobrecarga y longitud de las luces, las siguientes secciones en metros: VCH-1(0.3x0.25), VP-1(0.3x0.60) y VP-2 (0.3x0.50).
- Columnas: En base al área tributaria, criterio de columna fuerte – viga débil y longitud de anclaje se tomó en cuenta las siguientes secciones en metros: C-1(0.3x0.6) y C-1(0.3x0.4).
- Placas: se considera un espesor de 0.25 m para caja de ascensory 0.30 m para el resto de los muros de concreto armado.

Propiedades De Los Materiales

- Concreto

Resistencia a la compresión ($f'c$) : 2100

Ton/m² Módulo de elasticidad (E_c):

2173706.50

Ton/m2 Módulo de corte ($G_c = E_c/2(\mu_c+1)$):
945089.78

Ton/m2

Módulo de poisson (μ_c): 0.15

- Acero

Esfuerzo de fluencia (f_y) : 42000 Ton/m2

4.2. Obtención de los parámetros sísmicos

Para el modelamiento Sísmico, se calculó el valor de la cortante basal, este valor está en función de parámetros sísmicos los cuales se obtendrán a partir de la norma E030-2018:

- **Factor Zona (Z):** El valor de dicho factor depende de la ubicación de la estructura a diseñar, para ello se recurrió a la zonificación según la normativa peruana E.030 Diseño sismorresistente como se ilustra en la figura 42.

Figura 42.

Zonas sísmicas NTP E.030-2018



Elaboración: Los autores.

A cada zona se le asignó un factor Z como se muestra en la Tabla 10,

que es la máxima aceleración horizontal en suelo rígido con un 10% de probabilidad de ser excedida en 50 años, expresada como una fracción de la aceleración de gravedad.

Tabla 10.

Factores de zona

Factores de zona Z	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.1

Fuente: SENCICO (2018).

De esta forma, dado que la estructura a diseñar se encuentra ubicada en la región Lima metropolitana le corresponde un valor de Zona 4 correspondiente a un valor de $Z=0.45$.

- **Factor de Amplificación Sísmica (C):** El valor del Coeficiente de ampliación Sísmica se calculó según la expresión matemática del artículo 14 de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 mostrada en la figura 43. Este coeficiente se entiende como un factor de ampliación de la aceleración de la estructura con respecto a la aceleración del suelo.

Figura 43.

Valores de Amplificación Sísmica -Norma E.030 2018

$T < T_P$	$C = 2,5$
$T_P < T < T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P}{T}\right)$
$T > T_L$	$C = 2,5 \cdot \left(\frac{T_P \cdot T_L}{T^2}\right)$

Fuente: SENCICO (2018).

Para realizar el análisis de este valor se requiere el periodo (T) de la estructura, el cual se obtuvo luego del modelado de la estructura.

- **Factor Uso (U):** Este factor dependerá del uso al cual la estructura está destinada, como se presenta en la figura 44, para el caso en estudio, el

uso será de vivienda por el cual le corresponde una categoría tipo C.

Figura 44.

Categoría de la edificaciones y factor uso.

Tabla N° 5 CATEGORÍA DE LAS EDIFICACIONES Y FACTOR "U"		
CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	FACTOR U
A Edificaciones Esenciales	A1: Establecimientos del sector salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales para el manejo de las emergencias, el funcionamiento del gobierno y en general aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre. Se incluyen las siguientes edificaciones: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1. - Puertos, aeropuertos, estaciones ferroviarias de pasajeros, sistemas masivos de transporte, 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. - Instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades. - Edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos. - 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 buses de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas. También se consideran 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.	1,0
D Edificaciones Temporales	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

Fuente: SENCICO (2018).

- **Parámetros de sitio:** Considere el tipo de perfil que mejor describe las condiciones locales utilizando los factores de amplificación del suelo S y los valores correspondientes para los períodos T_P y T_L que se muestran en las Figuras 45 y 46.

El factor suelo es un valor intrínseco del sitio de análisis para la

región lima, específicamente para el distrito de Surco el valor de suelos un suelo tipo S1, este, se definió a partir de estudios de mecánica de suelos.

Figura 45.

Valores Factor Suelo-Norma E.030 2018.

Tabla N° 3 FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA \ SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z ₄	0,80	1,00	1,05	1,10
Z ₃	0,80	1,00	1,15	1,20
Z ₂	0,80	1,00	1,20	1,40
Z ₁	0,80	1,00	1,60	2,00

Fuente: EL PERUANO (2018).

Figura 46.

Valores de periodos T_p y T_L

Tabla N° 4 PERÍODOS " T_p " Y " T_L "				
	Perfil de suelo			
	S0	S1	S2	S3
T_p (s)	0,3	0,4	0,6	1,0
T_L (s)	3,0	2,5	2,0	1,6

Fuente: EL PERUANO (2018).

- **Sistema Estructurales (R):** Se clasifican por los materiales utilizados y los sistemas estructurales sismorresistentes dominantes en cada dirección. Se seleccionó el factor de reducción de la fuerza sísmica (R) según la clasificación del edificio.

En las direcciones X-X e Y-Y, por la presencia de placas se asumirá que en esta dirección la totalidad de la rigidez y resistencia será dado por los muros estructurales por ello se asume un $R=6$.

4.3. Establecimiento de objetivos de resiliencia

Para realizar el diseño estructural según metodología FEMA P-58, se estableció los objetivos de resiliencia, en base a recomendaciones dadas por investigaciones que promueven iniciativas de diseño basados en resiliencia sísmica; los cuales se propusieron buscando una optimización en la capacidad de resiliencia respecto al alcanzado en un diseño convencional según diferentes antecedentes, donde se han realizado evaluaciones de capacidad de resiliencia utilizando FEMA P-58. Para este caso, en el diseño estructural según la metodología FEMA P-58, se propuso alcanzar los siguientes objetivos:

- Costo de Reparación: Menor al 10% del Costo de la Inversión total.
- Tiempo de Reparación: Menor a 6 meses.
- Heridos y Fatalidades: Puede Presentar Heridos, pero en ningún caso puede existir fatalidades (Menor a 7 heridos).

Asimismo, se precisa que con el fin de corroborar los antecedentes y tener una base de comparación de los objetivos a alcanzar, el diseño estructural planteado de manera inicial se basó en la Norma de Diseño Sismorresistente

E.030 y la Norma de Concreto Armado E.060; para luego evaluar su capacidad de resiliencia mediante la metodología FEMA P-58, en el anexo 6 se muestra los planos del diseño estructural realizado. En base a los resultados de evaluación de resiliencia del diseño convencional se determinó, si los objetivos planteados del diseño estructural según metodología FEMA P-58 (Ver anexo 7) optimizan la capacidad de resiliencia sísmica de la edificación en estudio. En el caso de que con la estructuración propuesta de manera inicial se hubiera alcanzado los objetivos de resiliencia propuestos no hubiera existido una optimización, como no se logró alcanzar, en base a la estructura propuesta inicialmente se trabajó el diseño estructural según la metodología FEMA P-58, para alcanzar los objetivos de resiliencia planteados y por ende optimizar la capacidad de resiliencia sísmica de la vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento de Lima.

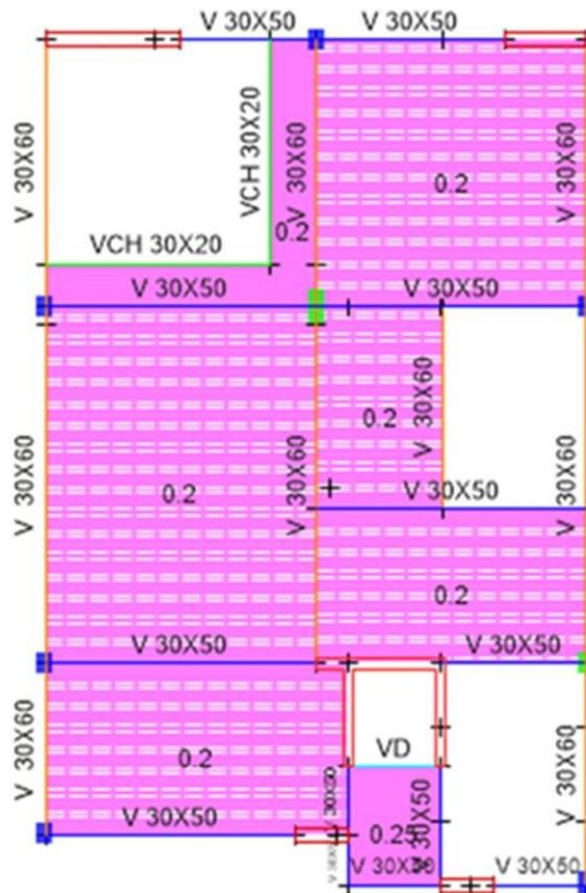
El procedimiento de diseño convencional se realizó siguiendo los lineamientos de las normativas peruanas y para su evaluación se siguió los pasos y lineamientos establecidos en el ítem 4.7 del presente informe.

4.4. Modelado de la estructura

El sistema estructural resistente a cargas sísmicas y verticales está representado por muros estructurales y pórticos de concreto armado en las dos direcciones. La cimentación está a una profundidad de 80 cm por debajo del nivel del piso terminado correspondiente al primer piso. El ancho de los elementos verticales y las vigas es de 20 cm a 30 cm. Las vigas tienen peraltes de 20, 50 y 60 cm en todos los niveles de la edificación. La figura 47 muestra una distribución típica para un sistema de techo correspondiente a losas ligeras y macizas de 25 cm y 20 cm de espesor respectivamente.

Figura 47.

Distribución típica de techo -vista en planta



Elaboración: Los autores.

4.4.1. Consideraciones del Metrado de Cargas:

- a. **Losas Aligeradas:** Para la asignación de su metrado se realizó la aportación de fuerzas para 1 m² de losa aligerada para ello se tiene la siguiente tabla 11 de pesos de losa en función de su altura:

Tabla 11.

Peso por espesores de Losa

Espesor	Peso Total
losa = 17 cm	280.00 kg/m ²
losa = 20 cm	300.00
kg/m ² losa = 25 cm	350.00 kg/m ²
losa = 30 cm	420.00 kg/m ²

Elaboración: Los autores.

Cálculo para 1 m² de losa aligerada:

(γ_c): 2400 kg/m³

Espesor de aligerado: 0.25 m Espesor de losa: 0.05 m

V concreto: 0.11 m³ P concreto: 264 kg

Peso del ladrillo (P) = P total - P concreto
Peso del ladrillo (P): 86 kg

A continuación, en la tabla 12 y 13 respectivamente, se presentan los metrados de carga para plantas típicas y azotea.

Tabla 12.

Metrado Cargas Losa Aligerada-Planta pisos típicos

Metrado cargas nivel planta		
Peso de Ladrillo	=	0.000 Ton/m ²
Piso Terminado	=	0.100 Ton/m ²
Equipamiento	=	0.050 Ton/m ²
Tabiquería	=	0.100 Ton/m ³
Carga Muerta Impuesta	=	0.250 Ton/m ²
Sobrecarga	=	0.200 Ton/m ²
Carga Viva	=	0.200 Ton/m ²

Elaboración: Los autores.

Tabla 13.

Metrado Cargas Losa Aligerada-Planta azotea

Metrado cargas nivel azotea		
Peso de Ladrillo	=	0.086 Ton/m ²
Piso Terminado	=	0.100 Ton/m ²
<u>Carga Muerta Impuesta</u>	<u>=</u>	<u>0.186 Ton/m²</u>
<hr/>		
Sobrecarga	=	0.100 Ton/m ²
Carga Viva	=	0.100 Ton/m ²

Elaboración: Los autores.

- b. Losas Macizas:** Al igual que en el metrado de carga que la losa aligerada se muestra en las tablas 14 y 15 los cálculos realizados:

Tabla 14.

Metrado Cargas Losa Maciza-Planta pisos típicos

Metrado cargas nivel planta		
Piso Terminado	=	0.100 Ton/m ²
Equipamiento	=	0.050 Ton/m ²
<u>Carga Muerta Impuesta</u>	<u>=</u>	<u>0.150 Ton/m²</u>
<hr/>		
Sobrecarga	=	0.200 Ton/m ²
Carga Viva	=	0.200 Ton/m ²

Elaboración: Los autores.

Tabla 15.

Metrado Cargas Losa Maciza-planta Azotea

Metrado cargas nivel azotea		
Piso Terminado	=	0.1 Ton/m ²
Carga Muerta Impuesta	=	0.1 Ton/m ²
<hr/>		
Sobrecarga	=	0.1 Ton/m ²
Carga Viva de techo	=	0.1 Ton/m ²

Elaboración: Los autores.

- c. Vigas Principales:** Para el metrado de vigas principales solo se consideró el efecto de la carga muerta, es decir el peso de la tabiquería que resistirá, en la tabla 16 se muestran los cálculos.

Tabla 16.

Metrado Cargas Viga principal

Viga Principal 30X60	
Espesor	= 0.15 m
Altura	= 2.00 m
Peso Esp. De Albañilería	= 1350 Kg/m ³
Carga Distribuida	= 405 kg/m

Elaboración: Los autores.

- d. Vigas Secundarias:** De la misma manera que en las vigas principales se presenta en la tabla 17 y 18 los cálculos realizados para el metrado:

Tabla 17.

Metrado Cargas Viga Chata

Viga chata 30X20	
Espesor	= 0.15 m
Altura	= 2.6 m
Peso Esp. De Albañilería	= 1350 Kg/m ³
Carga Distribuida	= 526.5 kg/m

Elaboración: Los autores.

Tabla 18.

Metrado Cargas Viga de Amarre

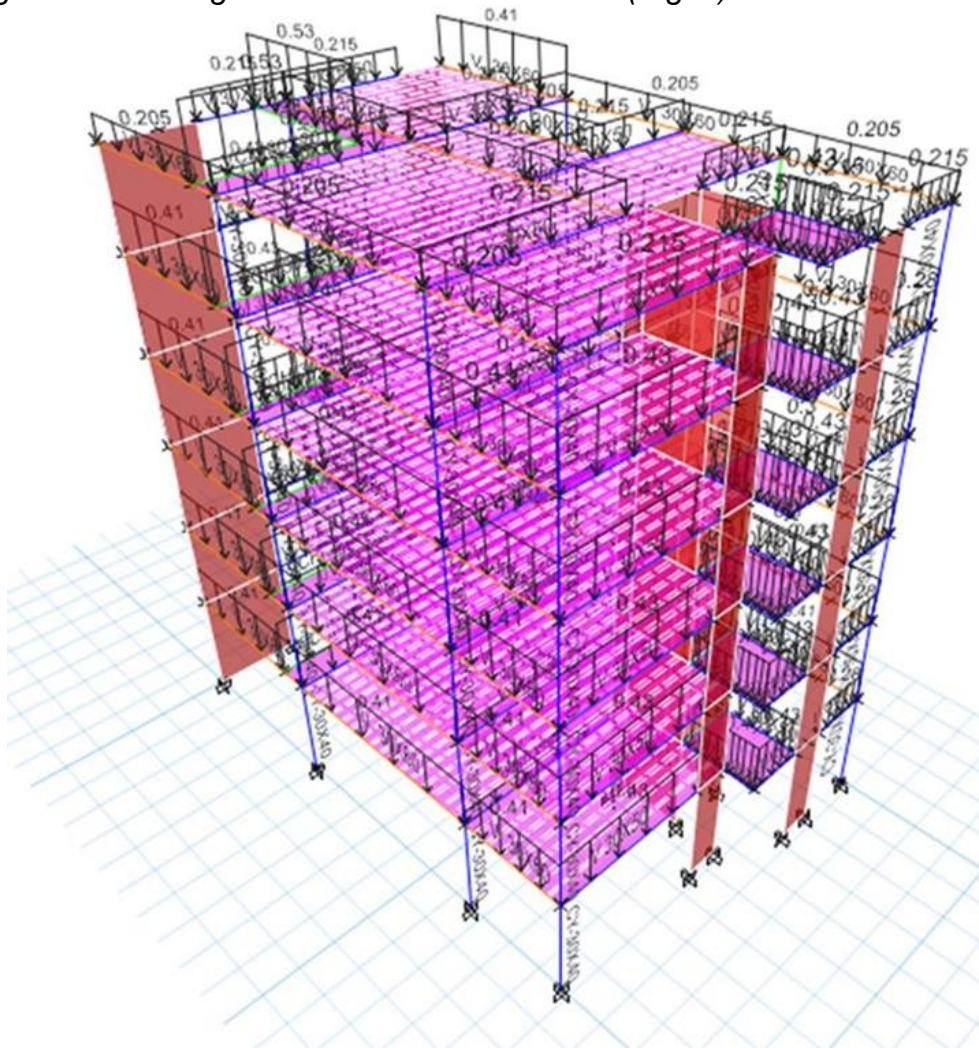
Viga de amarre 30X50	
Espesor	= 0.15 m
Altura	= 2.10 m
Peso Esp. De Albañilería	= 1350 Kg/m ³
Carga Distribuida	= 425 kg/m

Elaboración: Los autores.

La figura 48 muestra la vista en 3D de la asignación de cargas al modelo computacional desarrollado.

Figura 48.

Asignación de Cargas Para Elementos FRAME (Vigas) – vista 3D



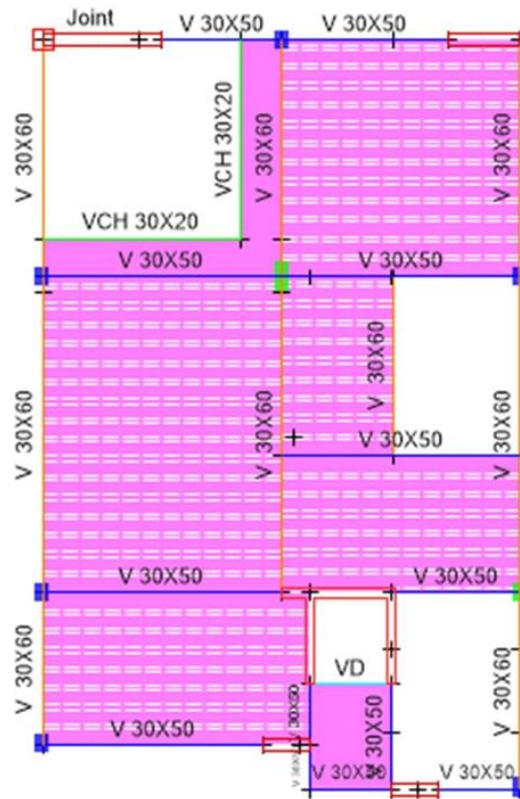
Elaboración: Los autores.

4.4.2. Consideraciones del Modelado de la Estructura

El comportamiento dinámico de la estructura se determina generando un modelo matemático que tiene en cuenta el aporte de los elementos estructurales como placas, muros de mampostería, vigas y columnas para determinar la rigidez lateral de cada nivel de la estructura. Las fuerzas sísmicas son de tipo inercial y proporcionales a su peso, por lo que es necesario especificar la cantidad y distribución de masas en la estructura. Las figuras 49 y 50 muestran la planta y las imágenes 3D del modelo computacional desarrollado.

Figura 49.

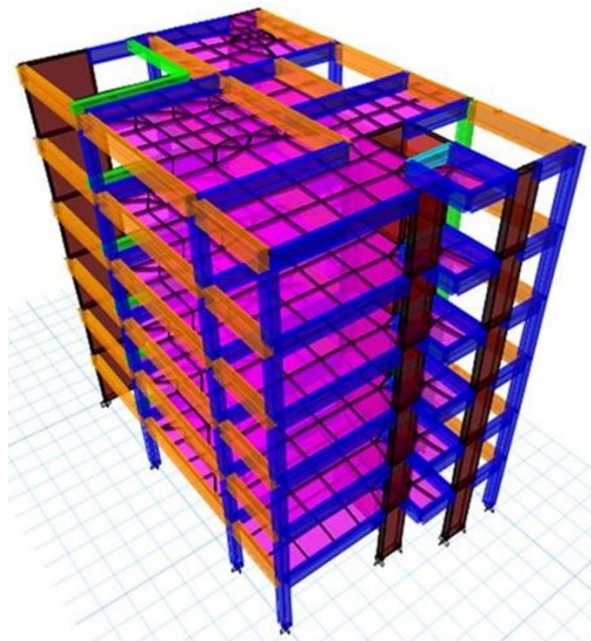
Modelamiento Estructural Vista Planta



Fuente: Los autores.

Figura 50.

Modelamiento Estructural Vista 3D



Elaboración: Los autores.

4.5. Análisis sísmico lineal

4.5.1. Periodo Vibracional de la Estructural

Mediante el software ETABS se pudo realizar el cálculo de las frecuencias naturales. En la tabla 19, se presenta el porcentaje de masa participativa de los periodos de vibración, el cual en su respectiva dirección indica la importancia de cada modo.

Tabla 19.

Periodos de vibración de la edificación.

MODAL RESULTS (MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS)												
Case	Mode	Period sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Modal	1	0.522	0.0018	0.745	0.0018	0.745	0.2569	0.0007	0.0166	0.2569	0.0007	0.0166
Modal	2	0.464	0.6961	0.0049	0.6979	0.75	0.0018	0.2743	0.0353	0.2588	0.2751	0.0519
Modal	3	0.382	0.0433	0.0123	0.7411	0.7622	0.005	0.011	0.7059	0.2638	0.2861	0.7578
Modal	4	0.146	0.0005	0.1393	0.7417	0.9016	0.4592	0.001	0.0036	0.723	0.2871	0.7614
Modal	5	0.12	0.1576	0.0012	0.8992	0.9028	0.0029	0.425	0.0016	0.7259	0.7121	0.763
Modal	6	0.106	0.002	0.0046	0.9012	0.9074	0.0133	0.011	0.1369	0.7392	0.7231	0.8999
Modal	7	0.074	0.0011	0.0369	0.9023	0.9443	0.0877	0.0024	0.0024	0.8269	0.7255	0.9023
Modal	8	0.062	0.03	0.0053	0.9323	0.9496	0.0141	0.0721	0.0014	0.841	0.7977	0.9037
Modal	9	0.054	0.0093	0.0093	0.9416	0.9589	0.0286	0.0254	0.0051	0.8696	0.8231	0.9088
Modal	10	0.053	0.0008	0.0001	0.9424	0.959	0.0008	0.0023	0.029	0.8705	0.8254	0.9378
Modal	11	0.048	0.00002	0.00001	0.9425	0.959	0.00004	0.00004	0.0001	0.8705	0.8254	0.9379
Modal	12	0.046	0.0012	0.0098	0.9437	0.9688	0.0309	0.0042	0	0.9014	0.8296	0.9379
Modal	13	0.046	0.0028	0.0001	0.9465	0.9689	0.0005	0.0081	0.0012	0.9018	0.8377	0.9391
Modal	14	0.045	0.00004	0.0006	0.9466	0.9695	0.002	0.0001	0.00001	0.9039	0.8378	0.9391
Modal	15	0.041	0.0027	0.0012	0.9493	0.9707	0.0036	0.007	0.0012	0.9075	0.8448	0.9404
Modal	16	0.04	0.0001	0.0032	0.9494	0.9739	0.0093	0.0002	0.0007	0.9168	0.845	0.9411
Modal	17	0.039	0.0017	0.0047	0.9511	0.9786	0.0143	0.0054	0.0018	0.9311	0.8504	0.9429
Modal	18	0.038	0.0043	0.00001	0.9554	0.9786	0.00002	0.0127	0.0021	0.9311	0.8631	0.945
Modal	19	0.133	0	0	0.9475	0.941	0.00001	0	0	0.8095	0.8255	0.9503
Modal	20	0.133	0.00004	0.0002	0.9475	0.9413	0.0008	0.0001	0.0001	0.8103	0.8256	0.9504
Modal	21	0.131	0.00002	0.00001	0.9475	0.9413	0.00004	0.0001	0.00004	0.8104	0.8256	0.9504
Modal	22	0.127	0.006	0.0016	0.9536	0.9428	0.0054	0.025	0.0055	0.8157	0.8506	0.9559
Modal	23	0.11	0.0057	0.0133	0.9593	0.9561	0.0434	0.0179	0.0014	0.8591	0.8686	0.9573
Modal	24	0.105	0.0008	0.0001	0.96	0.9562	0.0003	0.0023	0.00003	0.8594	0.8708	0.9573

Elaboración: Los autores.

De los resultados obtenidos se aprecia que la estructura posee un comportamiento traslacional, debido a que en el primer modo es de traslación en Y, y el segundo modo corresponde a una traslación en el eje X, mientras que el tercer modo le corresponde a una rotación en el eje Z. En seguida, en la tabla 20, se presentan los periodos para los modos fundamentales, los

cuales nos indican el tiempo que tarda la estructura en dar una vibración en la forma que moviliza la mayor parte de su masa.

Tabla 20.

Periodos para modos fundamentales

Período natural	
TX	= 0.464 Seg
TY	= 0.522 Seg
Trz	= 0.382 Seg

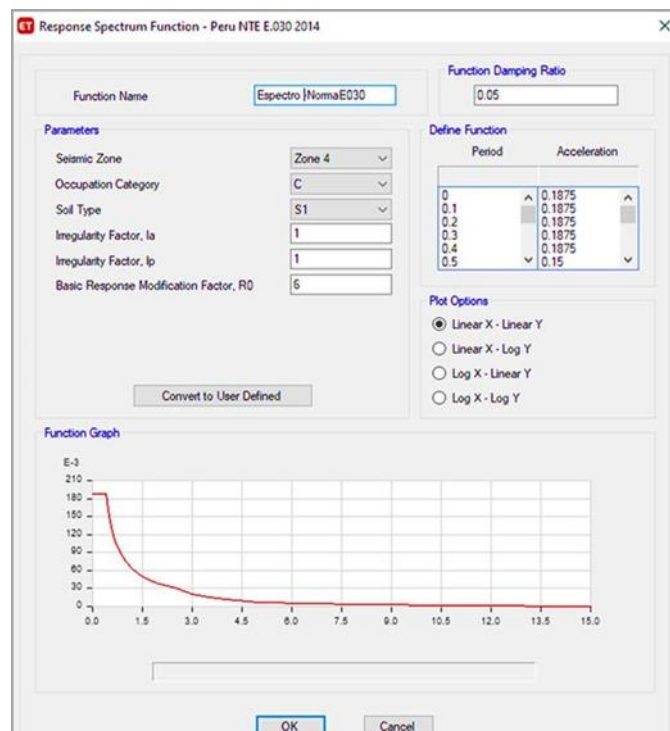
Elaboración: Los autores.

4.5.2. Análisis Sísmico Dinámico

A partir de los parámetros sísmicos ya obtenidos se procedió a introducir dichos valores en el Software ETABS para realizar la definición del Espectro de Respuestas, para cada dirección de análisis, Según la Norma Peruana E030, como se puede evidenciar a continuación en la figura 51 y 52.

Figura 51.

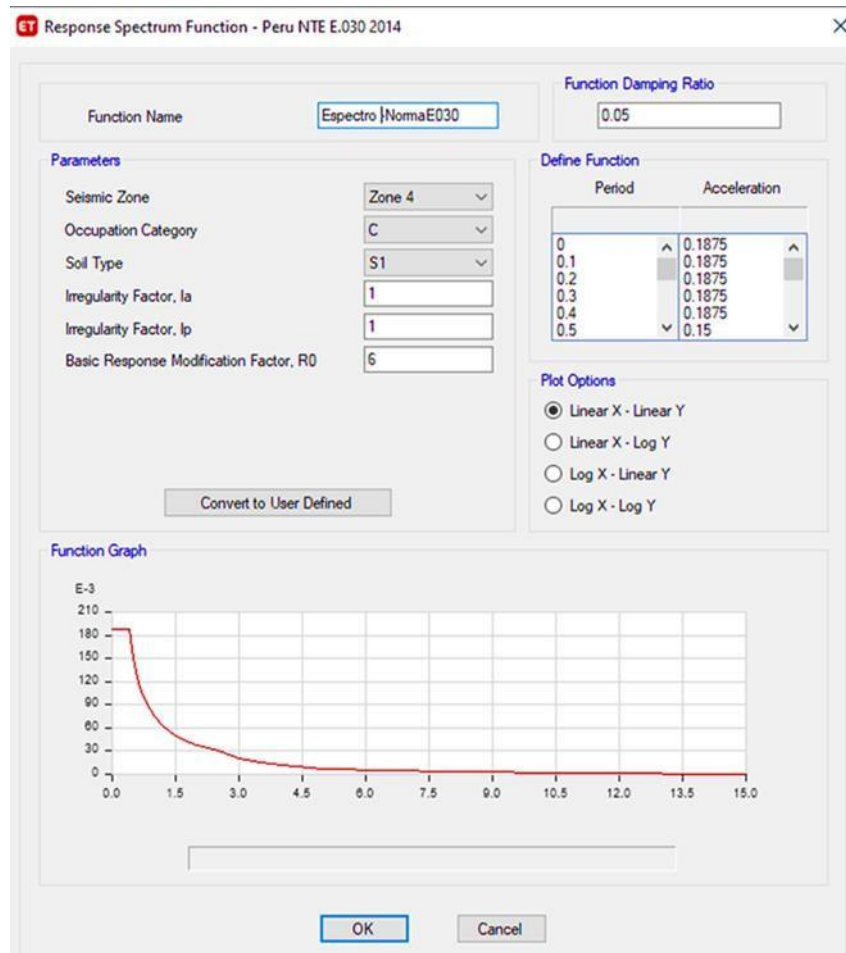
Definición del Espectro de Respuestas Dirección X



Elaboración: Los autores.

Figura 52.

Definición del Espectro de Respuestas Dirección Y



Elaboración: Los autores.

A partir del Espectro creado, se realizó en primer lugar la evaluación de irregularidades tanto en altura como en planta, tal y como lo determina la Norma de diseño sismorresistente E030, dicha evaluación se realizó para cada dirección de análisis de la estructura.

- a) **Obtención de las cortantes:** En base al análisis sísmico dinámico modal espectral realizado, se obtuvo mediante el Software ETABS el valor de las fuerzas cortantes en la base, estos resultados se muestran en la tabla 21.

Tabla 21.

Fuerzas cortantes basales

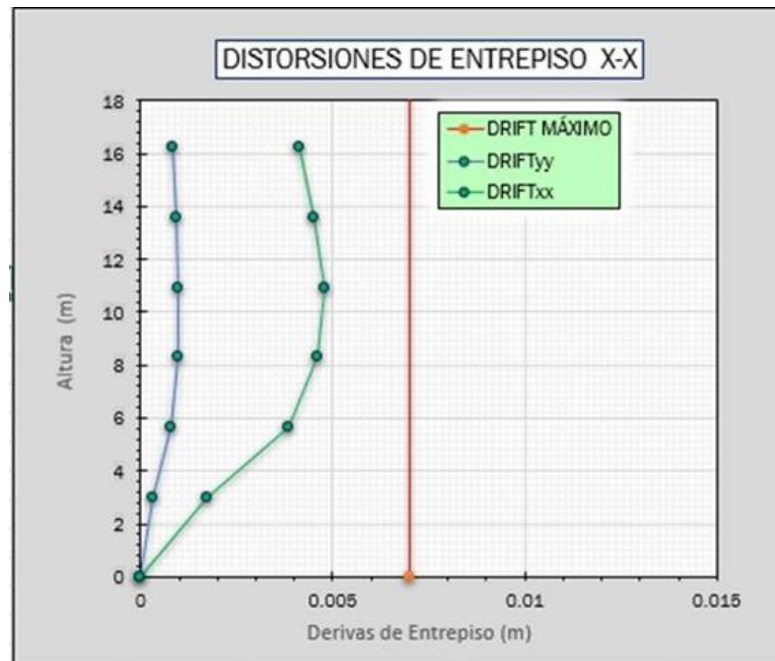
Output Case	Case Type	Step Type	FX tonf	FY tonf
Sismo Dir.X-NormaE030	LinRespSpec	Max	118.6839	5.5417
Sismo Dir.Y-NormaE030	LinRespSpec	Max	5.5417	105.9268

Elaboración: Los autores.

b) Verificación de Derivas: En las figuras 53 y 55, se presenta para cada dirección de análisis, las derivas máximas de entrepiso. En ambas gráficas se evidencia que los resultados obtenidos no sobrepasan el límite para la distorsión de entrepiso, un valor de 0.007 para estructuras de concreto armado, el cual es establecido por la Norma E030 Diseños Sismorresistente.

Figura 53.

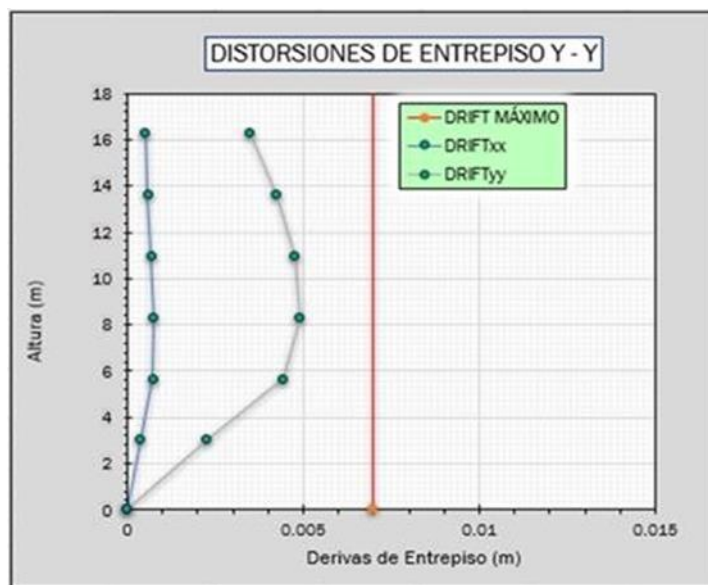
Derivas de Entrepiso - Dirección X.



Elaboración: Los autores.

Figura 54.

Derivas de Entrepiso -Dirección Y



Elaboración: Los autores.

- c) Verificación de Irregularidades:** En base al análisis sísmico realizado se determinó que la estructura es regular para ambas direcciones de análisis (Ver anexo 3)
- d) Verificación del Sistema Estructural:** En base al valor de las fuerzas cortantes obtenidas se procede a realizar la comprobación del sistema estructural predominante en la edificación para cada dirección de análisis (Ver tabla 22).

Tabla 22.

Verificación del sistema estructural.

Verificación Sistema Estructural			
Vxx Sismo Dir.X-Norma E.030 (ton)	118.68	Vyy Sismo Dir.Y-Norma E.030 (ton)	105.92
Vxx Muros Estructurales (ton)	110.32	Vyy Muros Estructurales (ton)	91.32
Vxx Columnas(ton)	8.36	Vyy Columnas (ton)	14.60
% Muros Estructurales	92.96	% Muros Estructurales	86%
% Columnas	7.04	% Columnas	14%

Elaboración: Los autores.

Se concluye en base a lo obtenido que para ambas direcciones de análisis los muros estructurales absorben más del 70% de la fuerza cortante,

concluyendo de esta manera que el sistema predominante es de muros estructurales para cada dirección de análisis con un $R_o = 6$, según lo estipula la norma E030.

4.5.3. Análisis Sísmico Estático

Para realizar el análisis sísmico estático fue necesario contar con los parámetros sísmicos del análisis sísmico estático, el cual se resumen en la tabla 23 con sus respectivos valores.

Tabla 23.

Parámetros del análisis sísmico estático

Análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes			
Parámetros de análisis		Determinación	Valor
Z: Factor de zona	[ZONA 4]	Tabla 01 (E.030)	0.45
U: Factor de uso o importancia	[CATEGORÍA C]	Tabla 03 (E.030)	1
S: Factor de amplificación del suelo	[SUELO 1]	Tabla 04 (E.030)	1
TP: Periodo que define la plataforma del factor C (s)	[SUELO 1]	Tabla 04 (E.030)	0.4
TL: Periodo que define el inicio de la zona del factor C (s)	[SUELO 1]	Tabla 05 (E.030)	2.5
P: Peso Total de la Edificación (Tonf)			943.62

Elaboración: Los autores.

A partir de los parámetros sísmicos mostrados, el valor de la fuerza cortante estará determinado por la siguiente expresión matemática, tal y como está indicado en la Norma E030:

$$V = \frac{ZUCS}{R} \times \text{Peso de la estructura}$$

Con los parámetros sísmicos establecidos y calculados, se procedió a determinar, para cada dirección de análisis el valor de la fuerza cortante en la base, para la dirección X se obtuvo una fuerza cortante igual a 152.525 tonf y 135.578 tonf para la dirección Y, estos valores se presentan a continuación en las tablas 24 y 25.

Tabla 24.*Fuerza cortante en la dirección X.*

Análisis sísmico estático o de fuerzas estáticas equivalentes		
Dirección de análisis X-X		
TX: Periodo natural en la dirección X (s)		0.464
CX: Factor de amplificación sísmica en X	Art. 14 (E.030)	2.155
Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	Tabla 07 (E.030)	6.000
Iax: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)	Tabla 08 (E.030)	1.000
Ipx: irregularidad en planta (Torsión)	Tabla 09 (E.030)	1.000
RX: Coeficiente de reducción sísmico en X	Art. 22 (E.030)	6.000
Cx/Rx =	0.3591954 > 0.11	cumple
VX: Fuerza cortante en la base en la dirección X -X (Tonf)		152.525

Elaboración: Los autores.**Tabla 25.***Fuerza cortante en la dirección Y.*

ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO O DE FUERZAS ESTÁTICAS EQUIVALENTES		
DIRECCION DE ANÁLISIS Y-Y		
TY: Periodo natural en la dirección Y (s)		0.522
CY: Factor de amplificación sísmica en Y	Art. 14 (E.030)	1.916
Ro: Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas	Tabla 07 (E.030)	6.000
Iay: irregularidad en altura (Piso Blando, Piso débil)	Tabla 08 (E.030)	1.000
Ipy: irregularidad en planta (Torsión)	Tabla 09 (E.030)	1.000
RY: Coeficiente de reducción sísmico en Y	Art. 22 (E.030)	6.000
CY/Ry =	0.3192848 > 0.11	cumple
VY: Fuerza cortante en la base en la dirección Y - Y (Tonf)		135.578

Elaboración: Los autores.

4.5.4. Fuerza Cortante de Diseño

Para la obtención de la fuerza cortante de diseño se verificó que la fuerza cortante en la base, obtenida a partir del análisis sísmico dinámico modal espectral sea por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base obtenida a partir de un análisis estático lineal, caso contrario será necesario escalar por un factor a la fuerza cortante dinámica para alcanzar el mínimo valor de fuerza cortante basal requerido, en la tabla 26 se muestra este factor de escalamiento corregido según como se estipula en el artículo 29 de la

Norma E030.

Tabla 26

Factores de escalamiento corregidos

Fuerza Cortante de Diseño - Artículo 29.4 Norma E.030		
Dirección X-X	Fuerza cortante estática final (tonf)	152.525
	Fuerza cortante dinámica (tonf)	118.684
	Cortante de diseño final (tonf)	122.020
	Factor de escalamiento corregido	1.028
Dirección Y-Y	Fuerza cortante estática final (tonf)	135.578
	Fuerza cortante dinámica (tonf)	105.927
	Cortante de diseño final (tonf)	108.462
	Factor de escalamiento corregido	1.024

Elaboración: Los autores.

Asimismo, en la tabla 25 se muestran los valores de fuerza de cortante de diseño obtenidos. El valor de cortante de diseño es de 122 toneladas, mientras que para dirección Y se tiene un valor de 108 toneladas.

4.6. Diseño Estructural

Tomando como base al Reglamento Nacional de Edificaciones, se estableció que los elementos de concreto armado serán diseñados en base al diseño por resistencia, para un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años. De este modo aplicando los factores de reducción de resistencia y carga, se proporcionará a los elementos estructurales una resistencia que cumpla con los estándares de la N.T.E E.060. Por otro lado, las combinaciones de carga a aplicar a la estructura se encuentran especificación en las siguientes expresiones matemáticas:

$$U1 = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U2 = 1.25 (CM + CV) \pm SX$$

$$U2 = 1.25 (CM + CV) \pm SY$$

$$U2 = 0.9 (CM) \pm SX$$

$$U2 = 0.9 (CM) \pm SY$$

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

Las combinaciones de carga mostradas se aplicaron según lo estipulado en la Norma E.060, analizando así la estructura en su estado último. Además, la resistencia de diseño otorgada por un elemento estructural se asumió como la resistencia nominal, el cual es obtenido al multiplicar la resistencia proporcionada real o nominal por un factor de reducción de resistencia (ϕ), acorde al tipo de fuerza al cual el elemento está sometido. El diseño estructural culminado se mostrará en el anexo 6, a continuación, se detalla las consideraciones que se tuvo al momento de realizar el diseño

4.6.1. Diseño de Vigas

Se realizó teniendo en consideración las combinaciones por Sismos que se presentaron en el ítem 4.6. Además, se consideraron los factores de reducción para elementos sometidos a flexión propuestos en la Norma E.060.

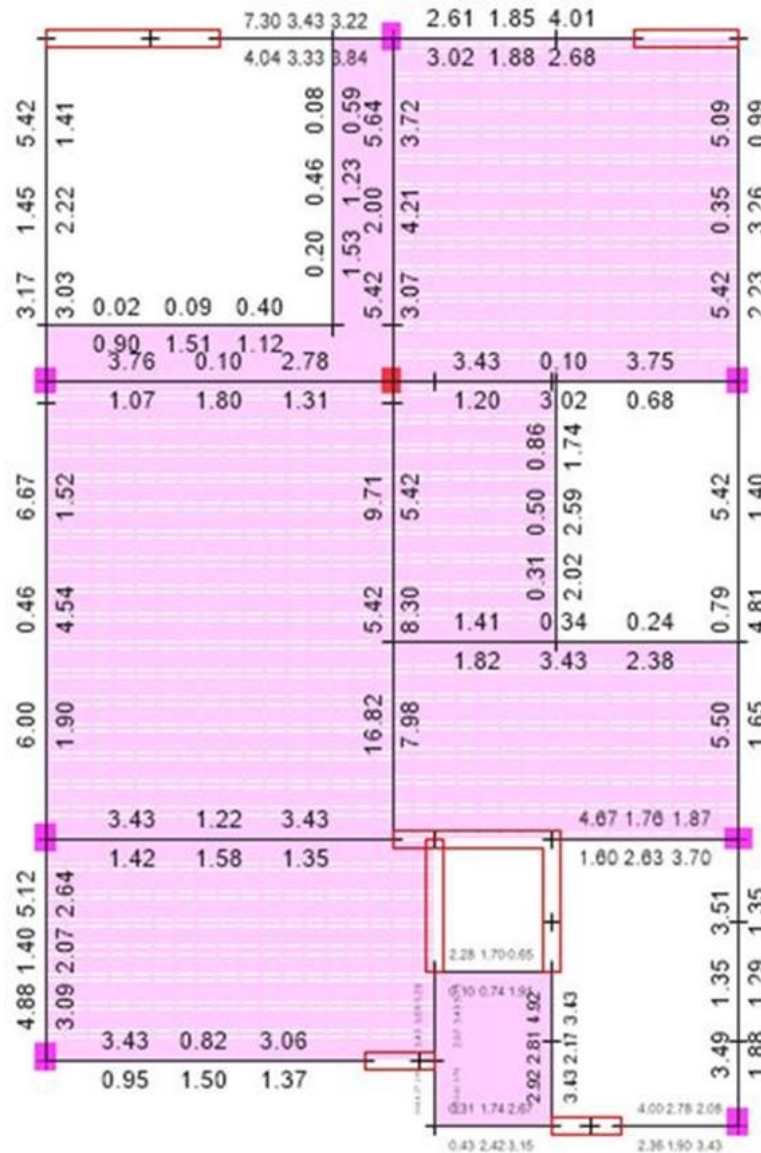
- **Diseño Por flexión**

La flexión en una viga es el esfuerzo producido por la aplicación de una fuerza perpendicular al eje principal del elemento que tiende a doblarla. La flexión produce compresión en la parte cóncava del elemento y tracción en la parte convexa opuesta

Mediante el Software ETABS, se calculó los valores del área de acero para el refuerzo longitudinal, tal como se presenta en la figura 55.

Figura 55.

Acero para el refuerzo longitudinal



Elaboración: Los autores.

- Diseño Por corte

En el artículo 21.4.4.4 de la Norma de Concreto Armado E.060 se establece que para los extremos de la viga se debe de tener una zona de confinamiento con una longitud no menor a $2H$ (peralte de la viga). Además, el primer estribo estará situado a 10 cm de la cara de apoyo. Por otro lado, el diámetro de los estribos a usar fue de 8 mm como mínimo para barras longitudinales de hasta $5/8$ " de diámetro y estribos de $3/8$ " para barras longitudinales de diámetro mayor al ya mencionado.

Por otra parte, el espaciamiento de confinamiento propuesto por la

Norma E.060 menciona no exceder los valores que se muestran a continuación y optar por el mínimo de estos:

- $D/4$ (Peralte efectivo /4)
- 10 veces el diámetro de refuerzo longitudinal
- 24 veces el diámetro del estribo
- 30 cm

Asimismo, para la zona fuera de confinamiento según el artículo 21.4.4.5 de la N.T.P. E.060, los estribos fuera de la zona de confinamiento no están espaciados más de $0.5d$ (0.5 veces el peralte de la viga). De este modo se tiene que el estribado a usar en vigas chatas será mínimo mientras que en vigas peraltadas se usará un estribo $\varnothing 3/8''$ a $d/4$ en una longitud de $2h$ a ambos extremos de la luz libre de las vigas.

4.6.2. Diseño de Columnas

El diseño de columnas se realizó teniendo en cuenta el diseño por flexo compresión y por capacidad, además se tuvo en consideración los lineamientos planteados en la Norma E.060.

- Diseño por flexión

Se verificó que las cargas actuantes bajo las combinaciones de carga planteadas en el ítem 4.6 se encuentren dentro de un diagrama de interacción nominal, el cual es un diagrama de interacción reducido por un factor de reducción estipulado en la Norma E.060, el cual indica la flexión y compresión a la que una columna puede llegar a estar sometido. Asimismo, se verificó que las cuantías de acero se encuentren en un rango de 1% a 3%, a continuación, se muestra en la tabla 27 los tipos de columnas con sus respectivas cuantías de acero:

Tabla 27.*Cuantía de acero en columnas*

Tipo De columna	Sección	Área Sección (cm ²)	As min (cm ²)	As Max (cm ²)	Acero Establecido	Cuantía de Acero (cm ²)
C1	0.3 x 0.4 m	1200	12	36	4 Ø 3/4" + 2 Ø 1/2"	13.94
C2	0.3 x 0.6 m	1800	18	54	6 Ø 1" + 6 Ø 3/4"	47.64
C3	0.3 x 0.4 m	1200	12	36	6 Ø 5/8" + 2 Ø 5/8"	14.58
C4	0.3 x 0.4 m	1200	12	36	4 Ø 5/8" + 4 Ø 1/2"	13.16
C5	0.3 x 0.4 m	1200	12	36	8 Ø 5/8"	16
C6	0.3 x 0.4 m	1200	12	36	6 Ø 5/8"	12

Elaboración: Los autores.

- Diseño por cortante y capacidad

Para el diseño se tuvo en cuenta lo estipulado en la N.T.P E.060, donde se indica que los estribos de confinamiento serán colocados en una longitud de confinamiento medido desde la cara del nudo de columna. De este modo la longitud de zona de confinamiento responderá a los siguientes criterios. A continuación, la tabla 27 muestra los estribos de confinamiento en base a estos criterios.

Tabla 28.*Estribos de confinamiento*

	Criterios Norma E.060	C1	C2	C3	C4	C5	C6	Valor Final
Longitud De confinamiento	1/6 de la luz libre (en cm)	60	60	60	60	60	60	60 cm
	50 cm	50	50	50	50	50	50	
Estribos Zona de Confinamiento	8 veces diámetro de varilla longitudinal	15.2	20	13	13	13	13	Estribos @ 10 cm
	La mitad de la menor dimensión de la sección	20	20	20	20	20	20	
	10 cm	10	10	10	10	10	10	
Estribos Fuera de Zona de Confinamiento	16 veces diámetro de varilla longitudinal	30.4	40	26	26	26	26	Estribos @ 25 cm
	48 veces diámetro del Estribo	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	45.6	
	Menor dimensión de la sección del elemento	30	30	30	30	30	30	

Elaboración: Los autores.

Asimismo, en el nudo, la separación del estribado no debe ser mayor a 15 cm. Por lo tanto, en base a lo mostrado se eligieron estribos de Ø 3/8" de diámetro. La distribución será 6@0.10, Rsto@0.25, para todas las columnas.

4.6.3. Diseño de Placas

El Diseño de placas se realizó teniendo en consideración los efectos sísmicos bajo las combinaciones de carga sísmica planteadas en el ítem 4.6. Además, para la resistencia a flexo compresión de las placas se consideró los límites sobre longitud de los núcleos de confinamiento del muro de concreto armado, establecidos por la Norma Peruana E.060. A partir de esto, se tuvo placas con geometría rectangular se consideró un mínimo de 0.15 veces la longitud de la placa, para la zona de confinamiento en ambos lados. Mientras que para la zona de no confinamiento se consideró una cuantía cercana al 0.25% para distribución de acero horizontal y vertical, tomando en cuenta lo establecido por la norma E0.60 en el artículo 11.10.10.3, por temas de fisuración.

- Diseño por cortante y capacidad

Para el diseño se tuvo en cuenta los establecimientos de la Norma E.060, en donde para los núcleos de borde se señalan determinados criterios para el refuerzo transversal. De este modo, para los estribos se consideró estribo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8", y de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para diámetros mayores de barras longitudinales. Así mismo el espaciamiento, quedó determinado por los siguientes criterios.

- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento de borde 25 cm

Por otro lado, las consideraciones indicadas en el artículo 11.10 de la norma E.060, fueron necesarios para el diseño del muro de concreto armado sometido a esfuerzos por corte. Para ello se consideró que el aporte del Concreto $V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f_c})$, no sea superado por la cortante última sometida al muro, donde α_c depende de la relación de H_m/L_m , siendo H_m el valor total de altura del muro y L_m , longitud del muro.

4.6.4. Diseño de Escaleras

Se consideró un espesor típico de losa de escalera a un valor de 15cm, sin consideración de los pasos y contrapasos, debido a que el peso de los escalones se calculó como una losa de espesor equivalente a 8 cm. Además, se consideró un metrado lineal para un ancho de escalera de 1.20 m. y las sobrecargas actuantes con un valor de 200 kg/m² para un uso residencial, según la norma peruana E.020.

- Diseño por flexión

El análisis se realizó modelando el elemento estructural como un elemento simplemente apoyado en ambos extremos. Dicho modelo fue diseñado teniendo solo en cuenta los efectos de cargas por gravedad por el cual se usó la siguiente combinación de carga: 1.4Carga muerta + 1.7 Carga Viva. Asimismo, para el acero transversal de la escalera se verificó el cumplimiento de la cuantía mínima.

- Diseño por corte

La verificación por corte se realizó asegurando que el aporte de concreto multiplicado por un factor de reducción no sea superado por la cortante última (V_u) obtenida del modelo analizado, es decir que cumpla la siguiente inequación: $\phi V_c \geq V_u$, Donde V_c fue calculado como $\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f_c} b_w d$, siendo "b_w" el ancho de escalera igual a 1.20 m y "d" el valor del peralte de losa de la escalera

4.6.5. Diseño de Losas

Para el análisis y diseño de losas se realizó mediante el uso del programa SAFE, el diseño estructural se logró mediante la exportación de las cargas del programa ETABS hacia el SAFE teniendo en cuenta sólo los esfuerzos por gravedad mas no por sismos. De esta forma, la estructura propuesta es una losa aligerada, el cual se aligeró en la dirección menor y con una altura de 25 cm y una losa maciza de 20 cm. Por último, las consideraciones de carga viva se añadieron en función del uso de la estructura, de esta forma para el diseño de losas se utilizó un valor de 200 kg/m² correspondiente a una estructura destinada a vivienda, acorde al planteado en la Norma Peruana E.020. Además, el diseño de Losas macizas

y aligeradas siguieron el mismo criterio de análisis tanto para la verificación por flexión y corte como se presenta a continuación.

- Diseño por flexión

El diseño por flexión se realizó teniendo en cuenta la combinación de carga por gravedad (1.4 Carga Muerta +1.7 Carga viva), Para el caso de losas aligeradas y macizas se modelaron como elementos simplemente apoyados.

- Diseño por corte

El diseño por cortante en losas macizas y aligeradas se basó en la verificación de la capacidad del espesor de losa para soportar los esfuerzos por cortante, para ello se realizó la verificación $\phi V_c \geq V_u$. De este modo la norma E.060 precisa que el valor de resistencia al corte que posee el concreto estará en función de la siguiente expresión: $\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f_c} b_w d$, siendo b_w el valor del ancho de losa y el valor de "d" el peralte de la misma. De esta manera se realizó la comparación de las cortantes últimas con el valor de V_c , endonde se comprobó que los espesores de losa planteados fueron los correctos, por lo cual no fue necesario aumentar el peralte de losa.

- Diseño por temperatura

El diseño por temperatura se aplicó solo para losas aligeradas, el cual se coloca de manera perpendicular al sentido de las viguetas, con la finalidad de resistir esfuerzos de contracción y temperatura del aligerado. El diseño realizado no requiere un cálculo específico, debido a que es de menor diámetro que los refuerzos diseñados a flexión. Es así que de manera convencional se consideró varillas de $\phi 1/4" @ 0.25m$.

4.6.6. Diseño de Cimentación

El análisis de la cimentación se realizó con el software SAFE 2016 y se utilizó el método de elementos finitos para calcular la presión que actúa sobre el suelo y los esfuerzos internos de la cimentación. El análisis se realizó mediante la exportación de cargas provenientes de la estructura del ETABS al programa SAFE. Se consideró el uso de vigas de cimentación y zapatas a una profundidad de 80 cm como predimensionamiento inicial, el cual fue

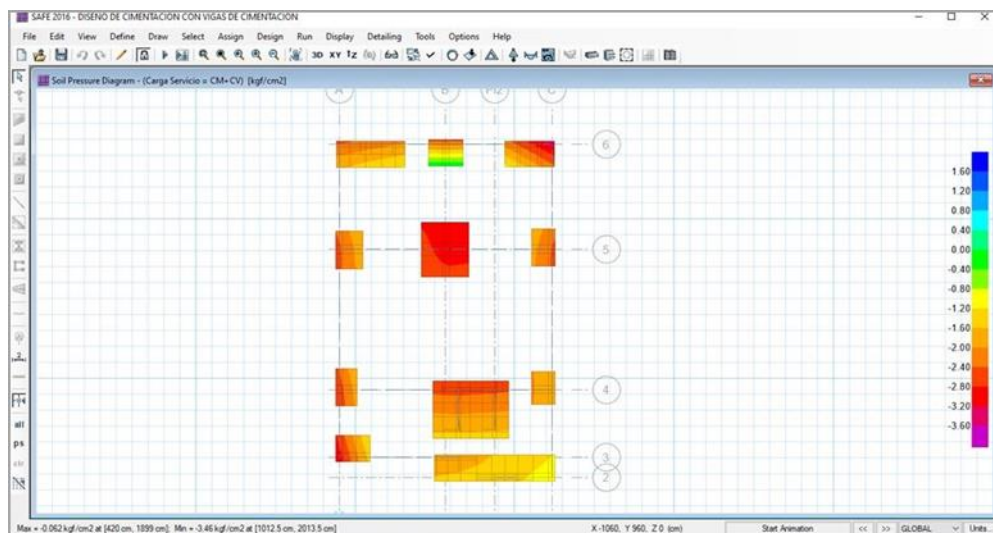
verificado mediante la capacidad portante y la verificación por punzonamiento. Asimismo, la combinación de carga usado para realizar dichas verificaciones fue el 100% de la carga muerta y 100% de la carga viva, verificando así los esfuerzos y asentamientos del terreno.

- Verificación de capacidad portante

Se realizó un predimensionamiento inicial de la cimentación considerando que las zapatas tengan una profundidad de 1.50 m para un valor de capacidad portante de suelo de 3.50 kg/cm² el cual se determinó a través de un estudio de mecánica de suelos. Se corroboró que el predimensionamiento inicial cumplía, con la condición de que la presión máxima sobre el terreno no sea mayor que la capacidad de porte encontrada. Para ello, se modeló la estructura en el programa SAFE, del cual se obtuvo que la presión máxima ejercida sobre el terreno es 3.46 kg/cm² el cual es menor a la capacidad portante del terreno, por lo cual valida nuestro predimensionamiento inicial, como se evidencia en la figura 56.

Figura 56.

Modelado de cimentación utilizando el software SAFE



Elaboración: Los autores.

- Verificación por punzonamiento

Se realizó la verificación por punzonamiento teniendo en consideración que se debe cumplir la siguiente expresión matemática:

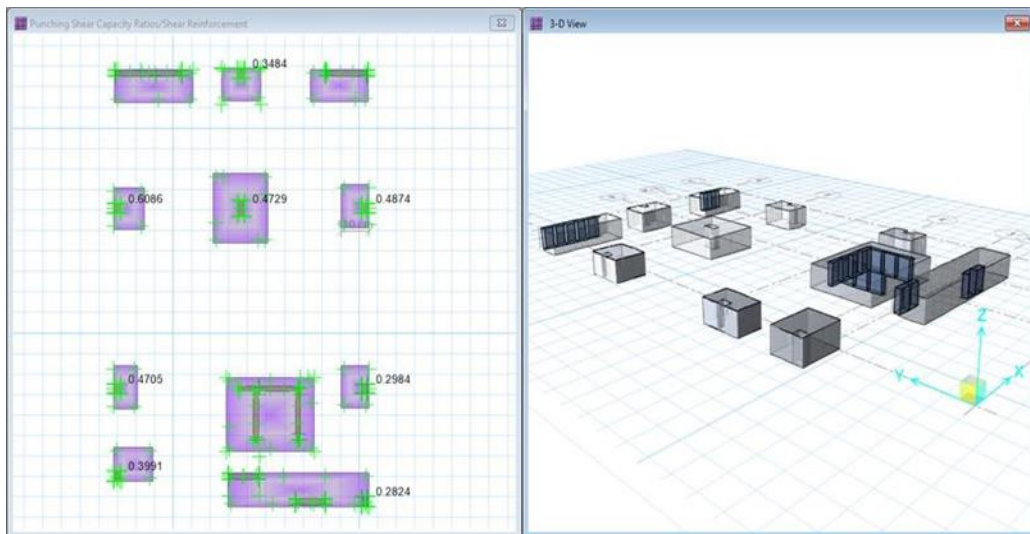
$\phi V_c \geq V_u$, en donde se establece que la cortante última obtenida del diagrama de fuerzas cortantes no debe ser mayor a la resistencia nominal de corte del concreto (ϕV_c). Para Verificar se usó el programa SAFE, el cual realiza estos cálculos de manera automática y brinda un factor de verificación:

$$\frac{V_u}{\phi V_c} \leq 1$$

Se cumplió con este factor de verificación, es decir los valores obtenidos para el análisis realizado fueron menores a la unidad, validando de esta forma el predimensionamiento inicial propuesto, como se muestra en la figura 57.

Figura 57.

Diseño de cimentación



Elaboración: Los autores.

4.7. Análisis no lineal

4.7.1. Creación del Modelo No lineal

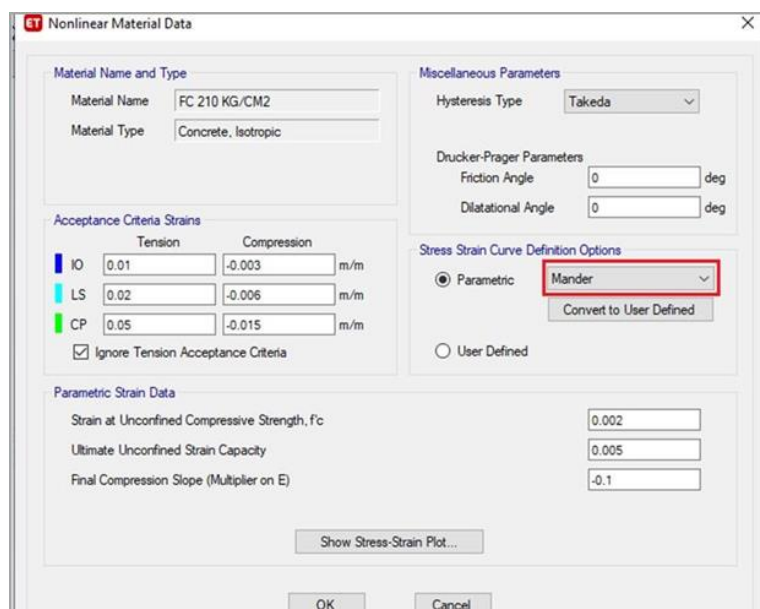
Para realizar el modelo no Lineal de la estructura fue necesario haber realizado el diseño estructural primero, de este modo la información obtenida se ingresará al software ETABS y se modelará la no linealidad siguiendo las recomendaciones propuestas por la guía NIST GCR 10-917-5 y el ASCE 41/13. Por lo cual se consideró la no linealidad de los elementos estructurales y se asignaron modelos de plasticidad tanto de tipo rótula concentrada como tipo fibra. De este modo los pasos que se siguieron fueron los siguientes:

4.7.1.1. Definición de No linealidad de los Materiales

A. No Linealidad -Concreto Armado: En el caso de los Elementos de Concreto armado, la ruta a seguir para modificar la no linealidad será: Define / Material Properties / No linear Material Data. Seguidamente se deberá seleccionar que el Concreto sea un Concreto tipo Mander, el cual considerará los efectos de un concreto confinado (Ver figura 58).

Figura 58.

Selección del tipo de concreto para análisis no lineal.



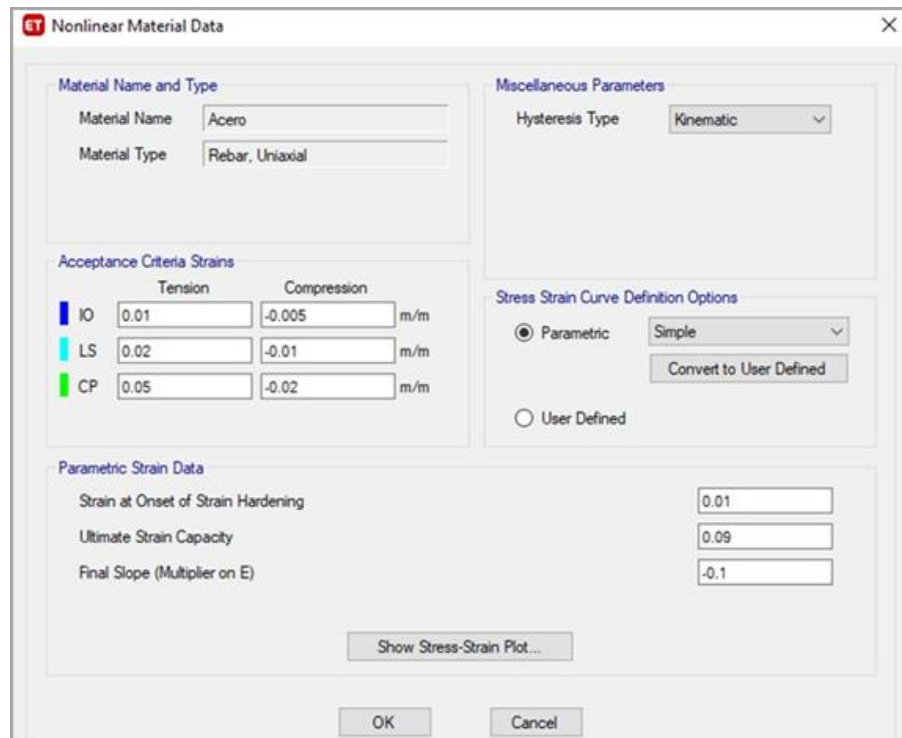
Elaboración: Los autores.

B. No linealidad-Acero: Para el caso del acero los valores a ingresar serán los valores por defecto definido por el programa, estos se muestran en la

figura 59.

Figura 59.

Definición del acero.



Elaboración: Los autores.

4.7.1.2. Modelamiento No lineal para elementos estructurales

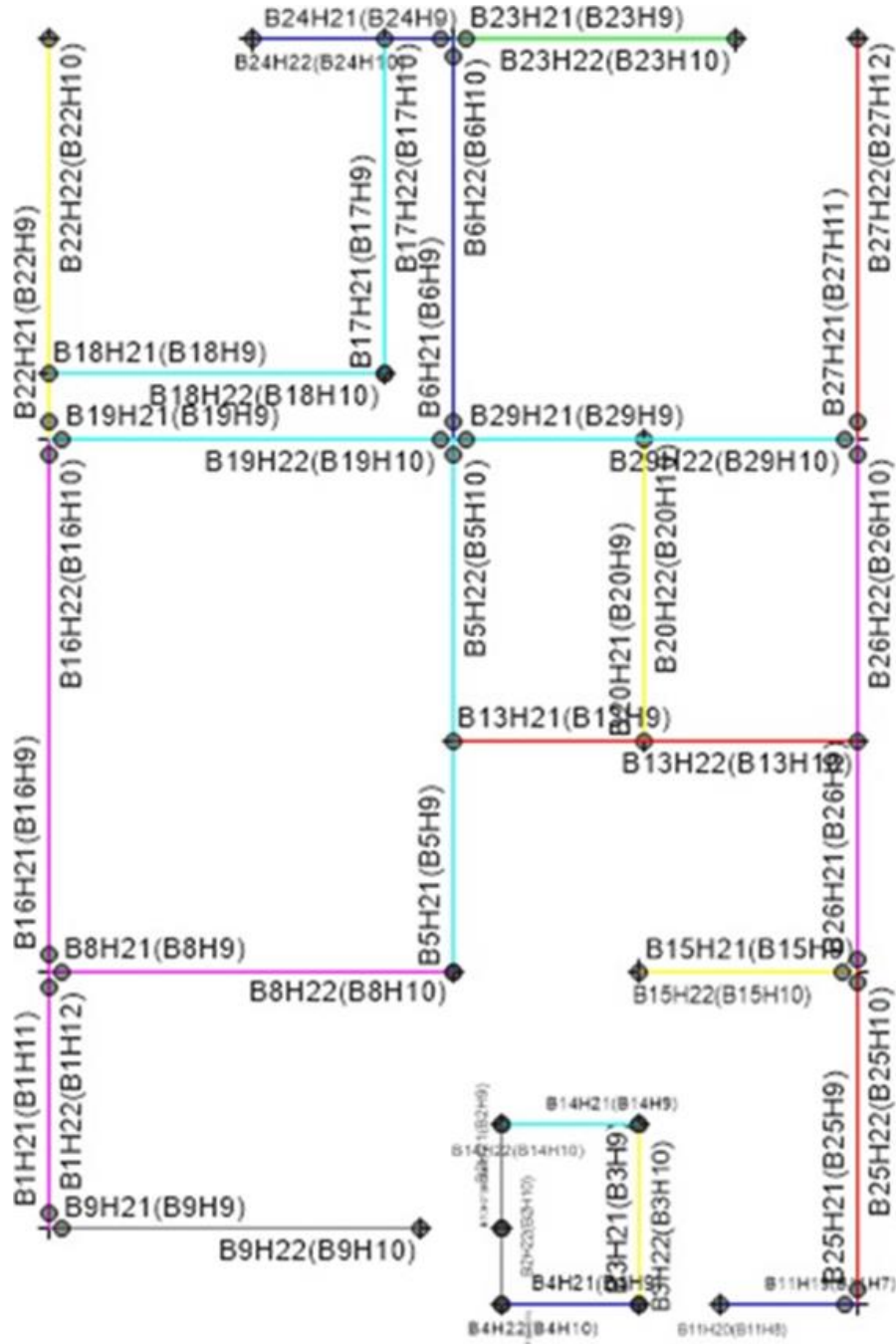
Se crearon las secciones de todos los elementos estructurales ya diseñados y se añadió el acero según el plano de estructuras presentados al ETABS. A continuación, acorde a los lineamientos y al marco teórico presentados se define el tipo de modelamiento no lineal a usar tanto para elementos frame y shell:

- A) Asignación Modelo Rotula Concentrada: Se asignó este tipo de modelamiento no lineal a todas las vigas, dicha asignación de plasticidad concentrada realizada en cada viga fue siguiendo los lineamientos acordes a la tabla 10.7 del ASCE41/13 mostrados en la figura 60.
- B) Asignación Modelo Tipo Fibra: Requiere un mayor esfuerzo computacional, sin embargo, los análisis realizados mediante estos métodos son más precisos. Dicho modelamiento se aplicó para las columnas y para los muros de concreto armado como se evidencia en la

figura 60.

Figura 60.

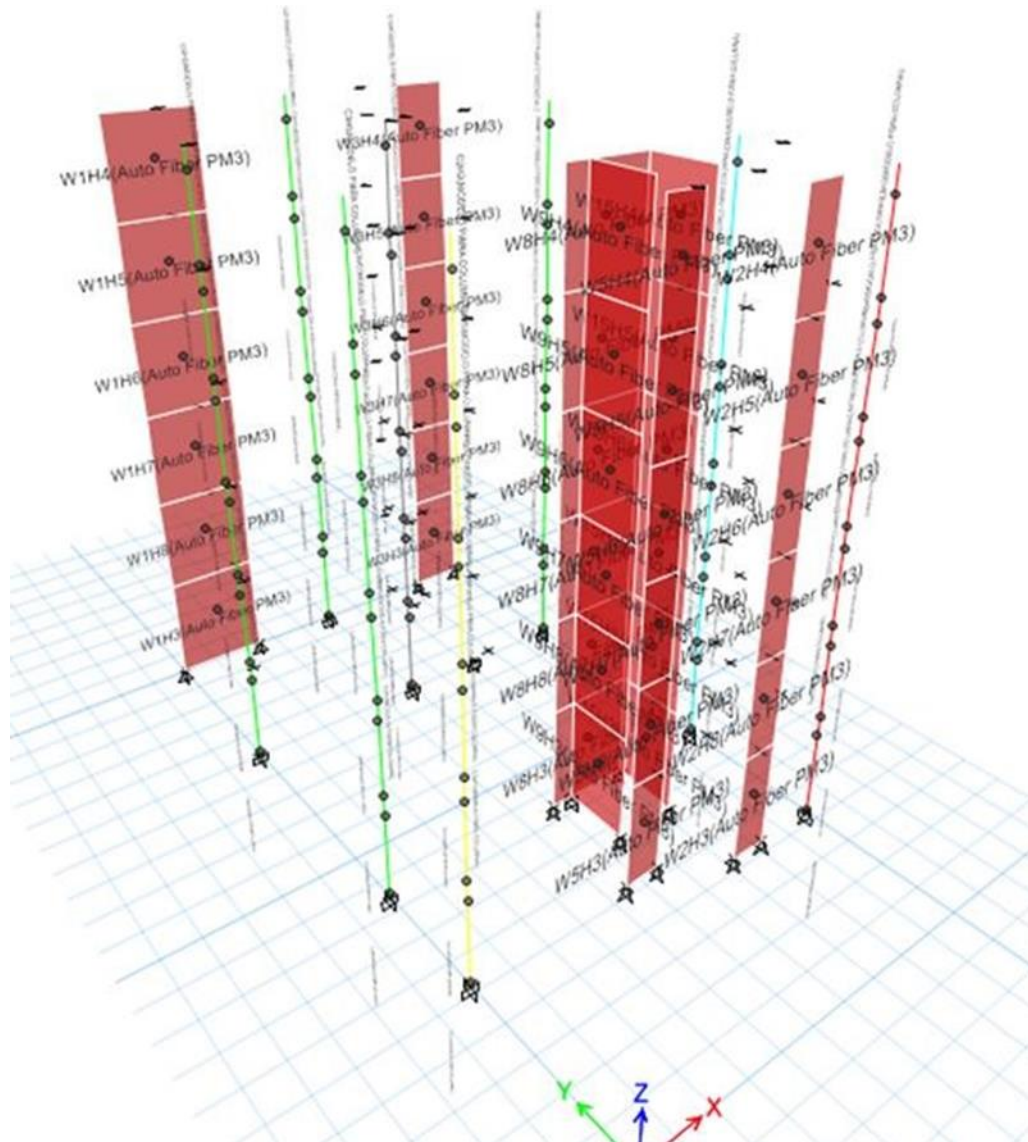
Modelamiento no lineal para elementos estructurales – vista en planta.



Elaboración: Los autores.

Figura 61.

Modelamiento no lineal para elementos estructurales – Vista en 3D.



Elaboración: Los autores.

4.7.2. Análisis No lineal Estático -Pushover

Para realizar el Análisis pushover se tomó en cuenta lo siguiente:

- El de cargas de gravedad fue considerado como caso inicial.
- Se discretizó el modelo para representar la respuesta de desplazamiento y fuerza inelástica en conjunto y de cada componente.
- Se incluyó los componentes principales y secundarias con

responsabilidad sísmica en el modelo.

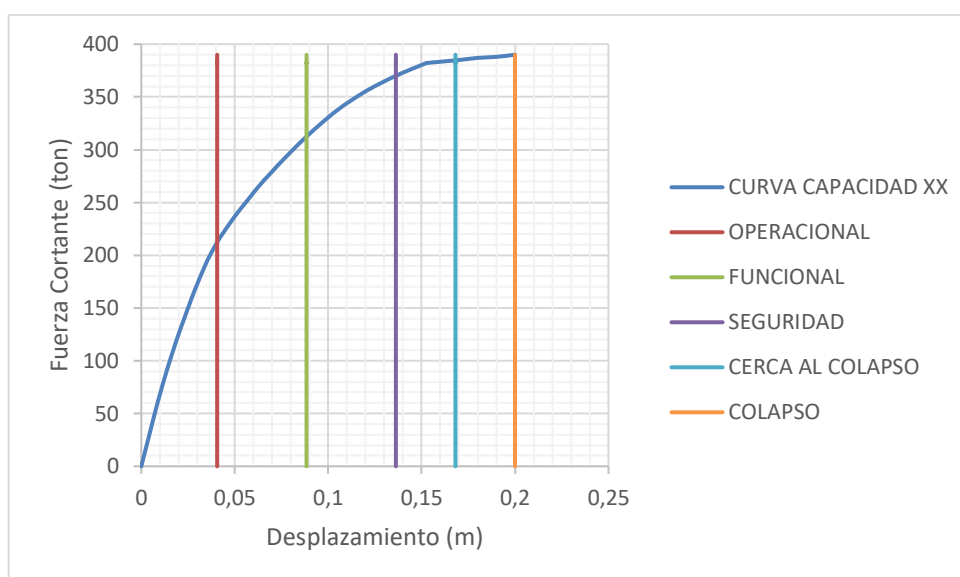
- Se incluyó el comportamiento no lineal de las componentes estructurales en el modelo, al utilizar la envolvente de capacidad, que incluían la fuerza residual y la degradación de fuerza.
- En el último techo de la edificación y en un punto localizado lo más cercano posible al centro de masas se realizó el control de desplazamiento.
- Proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección en consideración se utilizaron los patrones de carga.

4.7.2.1. Resultados del Análisis No lineal Estático-Pushover

Para fines de esta investigación, lo resaltante del análisis pushover es obtener, para cada dirección de análisis la curva de capacidad, el cual se presenta a continuación en la figura 62 y 63:

Figura 62.

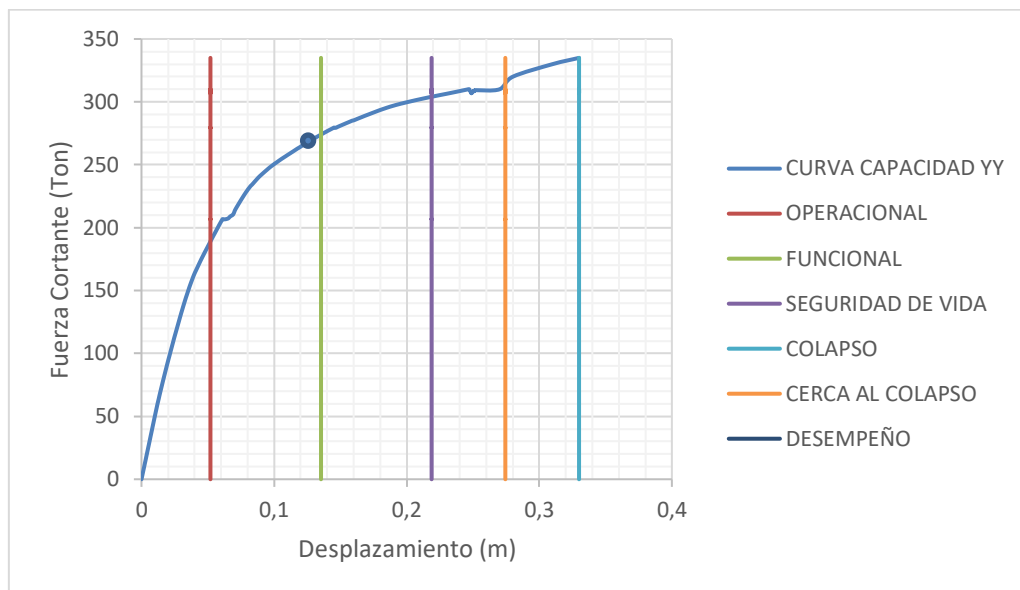
Curva de capacidad dirección X.



Elaboración: Los autores.

Figura 63.

Curva de capacidad dirección Y.



Elaboración: Los autores.

A partir de lo mostrado en la figura 59 y 60, se evidencia una correlación clara con las características de los sistemas estructurales adoptados para cada dirección de análisis.

En primer lugar, la curva de capacidad en la dirección de análisis X tiene una rigidez lateral con un valor de K_{dirx} : 1900 ton/m, mientras que en la dirección Y se tiene una rigidez de K_{diry} : 1050 ton/m. Estos resultados poseen una correlación clara con las características de los sistemas estructurales adoptados para cada dirección de análisis, debido a que en la dirección X se posee un total 6 muros de concreto armado, mientras que en la dirección Y posee solo 2 muros de concreto armado, por lo cual el valor de la rigidez lateral en "X" posee aproximadamente un 90% más de rigidez respecto a la dirección "Y".

En segundo lugar, se aprecia que la fuerza cortante máxima obtenida en la dirección de análisis "X" supera aproximadamente en un 20% a la fuerza cortante máxima de resistencia en dirección Y. Por último, en los desplazamientos que se obtuvieron en la dirección de análisis "X" es 40% menor que los desplazamientos en la dirección "Y".

Desempeño de la estructura

En lo correspondiente al desempeño de la estructura, para el caso de la

curva de capacidad en la dirección de análisis YY, al observar y analizar la ubicación del punto de desempeño y en base a lo establecido por Structural Engineers Association of California (SEAOC), se establece que el desempeño estructural alcanzado para la estructura estudiada es el de funcional, con un valor de fuerza cortante de 269.95 ton y 12.96 cm de desplazamiento.

Por otro lado, respecto a la curva de capacidad en la dirección de análisis XX, el punto de desempeño alcanzado corresponde a un valor de 291.31 ton de fuerza cortante y un desplazamiento de 7.36 cm, de esta manera correspondiendo a un desempeño estructural de funcional.

De esta forma, lo planteado anteriormente supera los objetivos planteados en la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, en el que se indica que, para estructuras convencionales sometidas a sismos raros, se debería obtener un nivel de desempeño esperado al de resguardo de vida.

4.7.3. Análisis No Lineal Dinámico Tiempo Historia

Para realizar el análisis No lineal Tiempo Historia se siguió los lineamientos presentados en el FEMA P58

4.7.3.1. Selección de Registros

La normativa FEMA P-58 establece la selección de registros sísmicos que tengan características similares como: tipo de suelo, tipo de falla e intensidad. Así mismo dentro de la metodología se propone el uso de 11 registros sísmicos cuando el ajuste al espectro objetivo es pobre y 7 cuando el ajuste es bueno; sin embargo, en el artículo 30.3.1 de la Norma de Diseño Sismorresistente E.030, se habla de la selección de 7 registros sísmicos, por lo cual para efecto de este estudio se utilizará lo establecido en la Normativa Peruana. A continuación, en la tabla 29, se presenta los registros seleccionados para esta investigación, los cuales son de tipo de suelo S1 y falla por subducción:

Tabla 29.

Registros sísmicos

	REGISTROS	FECHA DEL EVENTO	LUGAR DEL EVENTO	MAGNITUD
1	Sismo 1	31/05/1970	Ancash	7.8
2	sismo 2	03/10/1974	Lima	7.5
3	Sismo 3	17/10/1966	Lima	8.1
4	Sismo 4	23/06/2001	Moquegua	8.4
5	Sismo 5	15/09/2007	Ica	8.0
6	Sismo 6	31/05/1970	Huaraz	7.9
7	Sismo 7	13/06/2005	Tarapaca	7.9

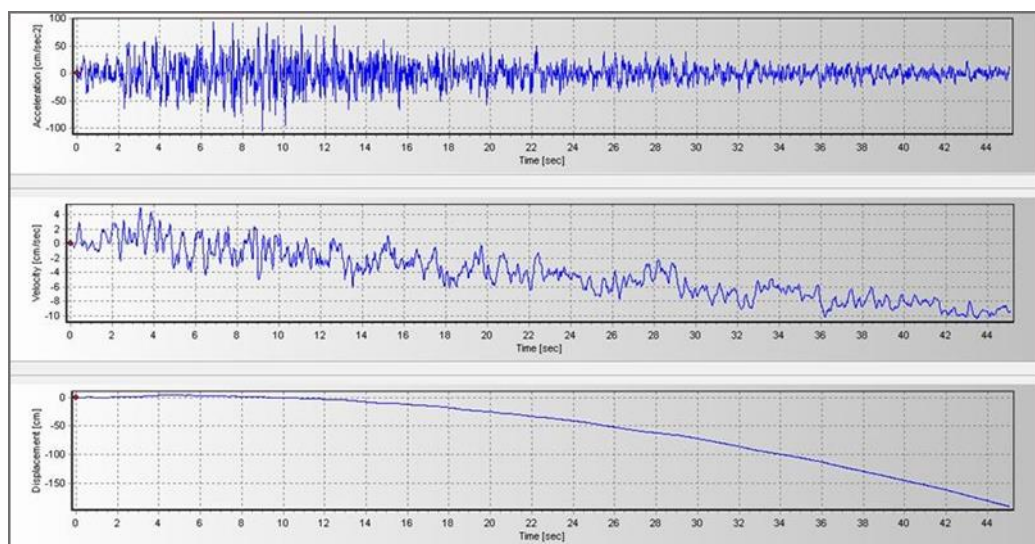
Elaboración: Los autores.

4.7.3.2. Tratamiento y Corrección de Registros.

Lo registros que se utilizaron en la presente investigación fueron corregidos por Línea Base y Por filtrado (Ver anexo 4), con el uso del software Seismosignal, a continuación, en la figura 64 y 65, se ejemplifica la corrección realizada para el primer registro sísmico:

Figura 64.

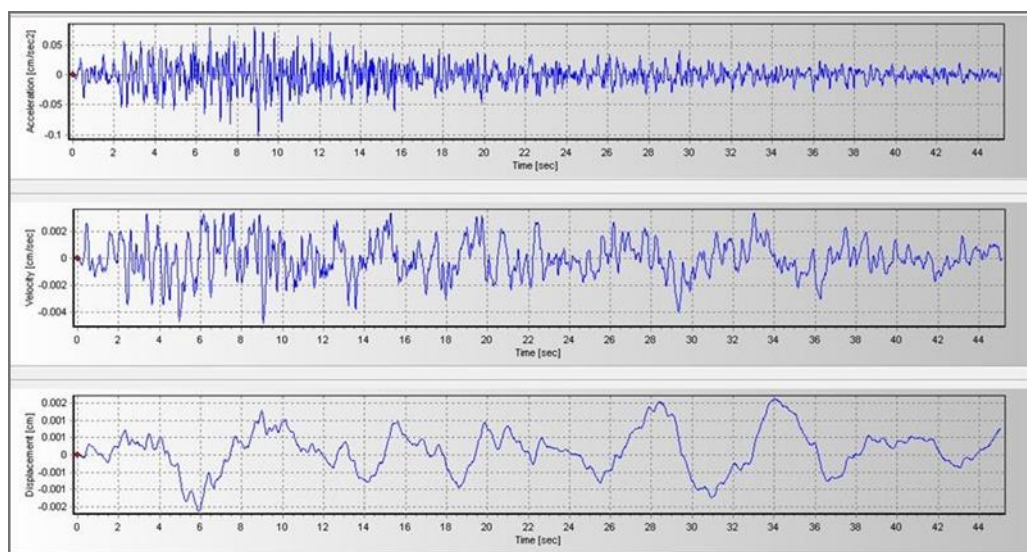
Registro sísmico sin corrección.



Elaboración: Los autores.

Figura 65.

Registro sísmico corregido.



Elaboración: Los autores.

4.7.3.3. Niveles de Intensidad Acorde FEMA P-58

En la determinación del espectro objetivo utilizado para realizar el escalamiento del registro, se siguió. Los lineamientos de la metodología FEMA P-58 para establecer los de 8 niveles de intensidad de Peligro Sísmico Uniforme, los cuales se presentan a continuación en la tabla 30.

Tabla 30.

Niveles de intensidad de Peligro Sísmico Uniforme

Nivel	1	2	3	4	5	6	7	8
Sa	0.1325	0.2975	0.4625	0.6275	0.7925	0.9575	1.1225	1.2875
Frecuencia Anual de excedencia (MAFE)	0.113105	0.022896804	0.00773557	0.003285	0.00153174	0.00082625	0.000437	0.00027
Tiempo de Retorno (años)	9	44	129	304	553	1210	2288	3704

Elaboración: Los autores.

El presente caso de investigación propone realizar un diseño estructural siguiendo la metodología FEMA P-58, por lo cual para efecto de este estudio se definió los niveles de intensidad propuestos por el fema, asimismo por parte de los investigadores se escogió un nivel de intensidad que permita realizar el diseño estructural, de la manera que dicho nivel tiene que ser mayor igual a un periodo de retorno de 475 años, por la razón que los códigos

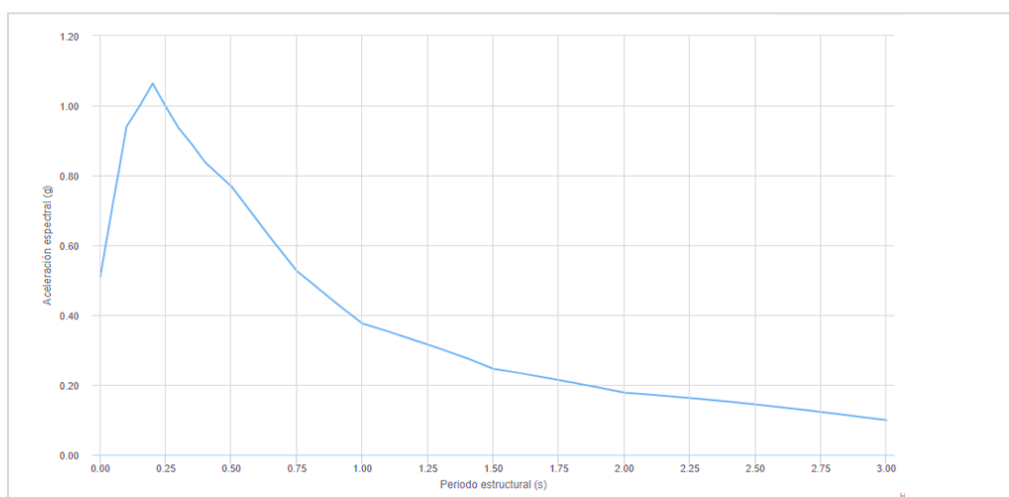
peruanos de diseño actuales se diseñan bajo esa demanda sísmica.

De esta Forma el espectro de Peligro uniforme queda definido en función del periodo de retorno, la obtención del espectro de peligruniforme fue determinado mediante la aplicación Web de SENCICO el cual definió el espectro de peligro uniforme en función de las coordenadas de la ubicación del proyecto y en función del periodo de retorno, a continuación, en la figura 66, se muestra el espectro definido con un amortiguamiento del 5%.

Tabla Espectro de Peligro Uniforme para Una latitud: -12.1 y Longitud: - 77

Figura 66.

Espectro de peligro uniforme



Fuente: Los autores.

Se definió el proceso para obtener los ocho niveles de intensidad como plantea el FEMA P-58; sin embargo, al estar en el contexto de la realidad peruana, los códigos de diseño sismorresistente actuales en la normativa peruana plantean el uso de un espectro objetivo con el valor de $R=1$, para un sismo raro, el cual equivale, a un sismo con un periodo de retorno de 475 años. Por esta razón en el proceso de escalamiento de registros se usará el espectro objetivo definido por la Norma E.030.

4.7.3.4. Escalamiento de Registros

Definido el espectro de peligro uniforme los registros sísmicos, corregidos y filtrados por línea base se procedió a usar el software Seismomatch para realizar el escalamiento de los registros al espectro objetivo definido. Además, acorde a la metodología FEMA P-58, el

escalamiento de los registros se hizo en el rango de $0.2T_{min}$ y $2T_{max}$, donde T "es el periodo fundamental de la estructura. De esta forma se asegura que el 90% de la masa participativa de la estructura participe en el escalamiento de registro. De este modo se tiene que el rango a escalarva desde $0.2x(0,464) = 0.0908$ seg a $2x (0.522) = 1.044$ seg (Ver anexo 4)

4.7.3.5. Ingreso de Datos en el ETABS

Las consideraciones que se tuvo al momento de realizar el análisis tiempo historia en el ETABS fueron los siguientes:

- El método de solución a utilizar para desarrollar el análisis no lineal tiempo historia fue por el método de integración directa de la ecuación de equilibrio con dominio en el tiempo
- las condiciones iniciales están asociado a un caso de gravedad, el cual es correspondiente al 100% Carga muerta y 25% Carga viva
- Por otro lado, se usó el método de integración implícito el correspondiente a Hilber-Hughes-Taylor, los cuales poseen como parámetros γ y β correspondiente a los valores 0.5 y 0.25, respectivamente. Estos valores permitieron que el método usado sea preciso y estable en la obtención de respuesta sísmica de segundo orden.
- Por último, el amortiguamiento de Rayleigh a definir en el software Etabs es de 5% para los siguientes periodos: $0.2T_{min} = 0.2x0.464 = 0.0908$ s y $2T_{max} = 2x0.522 = 1.044$ s.

4.7.3.6. Resultados del Análisis No lineal Tiempo Historia

Los resultados obtenidos acorde al nivel 5 de peligro sísmico se presentan en las tablas 31 al 36. Los resultados extraídos fueron en basea los intereses de los investigadores, de este modo, se extrajo los resultados en tres criterios: Aceleración, deriva de entrepiso, rotación en vigas y columnas, los cuales Sirvieron para poder realizar la evaluación de la estructura en el Software PACT.

Tabla 31.

Derivas de Entrepiso Dirección EW (m)

N° Piso	Altura (m)	Dirección EW						
		Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
Piso 6	16.25	0.006532	0.005348	0.006043	0.006034	0.006555	0.006639	0.006025
Piso 5	13.6	0.006346	0.006806	0.006925	0.006509	0.006317	0.004146	0.004171
Piso 4	10.95	0.005008	0.005467	0.005034	0.005237	0.00526	0.006198	0.006762
Piso 3	8.3	0.005013	0.004342	0.004028	0.004358	0.004182	0.004043	0.005082
Piso 2	5.65	0.004668	0.004816	0.004548	0.004452	0.003804	0.003668	0.004804
Piso 1	3	0.003223	0.004761	0.003679	0.003821	0.003531	0.004223	0.003831

Elaboración: Los autores.

Tabla 32

Derivas de Entrepiso Dirección NS (m).

N° Piso	Altura (m)	Dirección NS						
		Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
Piso 6	16.25	0.006091	0.00598	0.005816	0.004034	0.005526	0.005034	0.005926
Piso 5	13.6	0.005088	0.004285	0.00591	0.005149	0.005181	0.006149	0.00581
Piso 4	10.95	0.00428	0.003251	0.006081	0.005237	0.006029	0.005537	0.006239
Piso 3	8.3	0.003213	0.003039	0.003282	0.004158	0.005239	0.004439	0.004348
Piso 2	5.65	0.002854	0.002172	0.003003	0.004782	0.002212	0.002139	0.004652
Piso 1	3	0.002349	0.002291	0.002475	0.00282	0.002491	0.002275	0.003922

Elaboración: Los autores.

Tabla 33.

Aceleraciones de Piso (m/seg²)-Dirección EW

N° Piso	Dirección EW						
	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
Piso 6	7.637	6.955	7.216	7.312	6.974	7.012	7.231
Piso 5	5.136	6.436	5.046	5.152	5.184	5.865	5.136
Piso 4	4.172	4.737	4.526	4.481	4.214	4.197	4.156
Piso 3	5.307	3.689	4.392	5.854	3.842	4.974	4.323
Piso 2	4.489	3.213	5.061	4.513	3.152	4.891	5.211
Piso 1	3.219	2.528	3.639	3.112	2.355	3.638	3.139

Elaboración: Los autores.

Tabla 34.

Aceleraciones de Piso (m/seg²)-Dirección NS

N° Piso	Dirección NS						
	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
Piso 6	4.983	4.194	3.891	4.6789	4.0175	3.14251	3.9111
Piso 5	2.1895	3.983	2.131	2.8037	3.02384	2.912	2.971

Piso 4	2.981	2.451	2.511	2.7738	2.4505	2.612	2.741
Piso 3	3.471	2.0123	2.2891	3.5866	2.2802	3.714	2.621
Piso 2	3.987	1.571	1.912	3.0689	1.8113	3.261	1.312
Piso 1	1.6382	1.841	1.241	1.782	1.2463	1.512	1.654

Elaboración: Los autores.

Tabla 35.

Rotación de Vigas (radianes)-Dirección EW

N° Piso	Dirección EW						
	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
Piso 6	0.0207	0.0158	0.0180	0.0141	0.0195	0.0174	0.0190
Piso 5	0.0238	0.0162	0.0185	0.0168	0.0225	0.0181	0.0192
Piso 4	0.0212	0.0203	0.0203	0.0202	0.0219	0.0206	0.0205
Piso 3	0.0212	0.0207	0.0207	0.0220	0.0204	0.0203	0.0214
Piso 2	0.0214	0.0213	0.0189	0.0214	0.0202	0.0193	0.0215
Piso 1	0.0229	0.0245	0.0208	0.0215	0.0220	0.0208	0.0231

Elaboración: Los autores.

Tabla 36.

Rotación de Vigas (radianes)-Dirección NS

N° Piso	Dirección NS						
	Sismo 1	Sismo 2	Sismo 3	Sismo 4	Sismo 5	Sismo 6	Sismo 7
Piso 6	0.0147	0.0113	0.0141	0.0152	0.0159	0.0122	0.0155
Piso 5	0.0145	0.0132	0.0143	0.0150	0.0157	0.0143	0.0158
Piso 4	0.0151	0.0112	0.0158	0.0156	0.0164	0.0121	0.0174
Piso 3	0.0174	0.0123	0.0134	0.0179	0.0188	0.0133	0.0147
Piso 2	0.0154	0.0150	0.0172	0.0158	0.0166	0.0162	0.0190
Piso 1	0.0160	0.0177	0.0157	0.0165	0.0173	0.0192	0.0173

Elaboración: Los autores.

4.8. Estimación de resiliencia sísmica según Metodología FEMA P-58

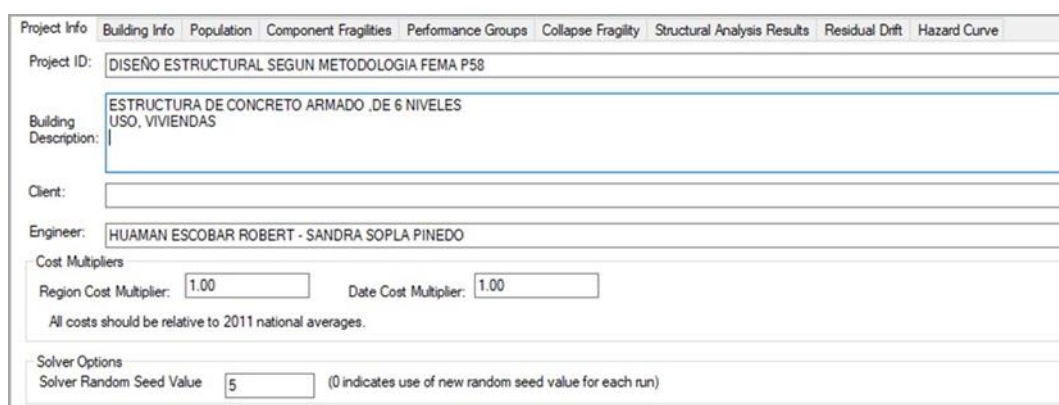
Se desarrolló la evaluación de resiliencia sísmica utilizando el PACT para determinar el tiempo y costo de reparación, así como los heridos y fatalidades de la edificación después de un evento sísmico.

4.8.1. Información General de la Estructura

Se ingresaron información básica al Software PACT, correspondiente al nombre del proyecto, descripción general, y los responsables del proyecto a realizar la evaluación, como se muestra en la figura 67.

Figura 67.

Información general de la edificación - Software PACT.



The screenshot displays the 'Project Info' tab of the PACT software interface. The fields are filled with the following information:

- Project ID:** DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN METODOLOGIA FEMA P58
- Building Description:** ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO .DE 6 NIVELES
USO, VIVIENDAS
- Client:** (empty field)
- Engineer:** HUAMAN ESCOBAR ROBERT - SANDRA SOPLA PINEDO
- Cost Multipliers:**
 - Region Cost Multiplier: 1.00
 - Date Cost Multiplier: 1.00

All costs should be relative to 2011 national averages.
- Solver Options:**
 - Solver Random Seed Value: 5 (0 indicates use of new random seed value for each run)

Elaboración: Los autores.

Se ingresa al software información correspondiente a la edificación en estudio, tales como: Altura y número de pisos, área, factor de altura, ocupación y materiales peligrosos (Ver tabla 37 y figura 68).

Para el factor de altura se toma un valor de 1.08 por tener 6 pisos, valor propuesto según FEMA P-58, Volumen 2. Para el factor por materiales peligrosos se toma un valor de 1.00 por ser un edificio moderno con una cantidad de materiales peligrosos insignificante. Para el factor por ocupación se toma un valor de 1.20 por ser una residencial ocupada, valor propuesto según FEMA P-58, Volumen 2.

Para el factor de altura, se tomó un valor de 1.08 porque tiene 6 pisos. Se tomó un valor de 1.00 para el factor de sustancias peligrosas porque es un edificio moderno con cantidad insignificante de sustancias peligrosas. Se tomó

un valor de 1.20 para el factor de ocupación porque es un área residencial poblada. Estos valores se basan en lo establecido en FEMA P-58, volumen 2 (Ver tabla 36 y figura 68).

Tabla 37.

Información de la edificación para trabajo en el PACT.

Pisos	Altura de piso (m)	Área (m ²)	Factor de altura	Factor por materiales peligrosos	Factor por ocupación
Piso 1	3.1	140	1.08	1	1.2
Piso 2	2.6	140	1.08	1	1.2
Piso 3	2.6	140	1.08	1	1.2
Piso 4	2.6	140	1.08	1	1.2
Piso 5	2.6	140	1.08	1	1.2
Piso 6	2.6	140	1.08	1	1.2

Elaboración: Los autores.

Por otro lado, el costo total de la estructura es determinado por un valor de precio unitario de construcción de 1500 dólares por metro cuadrado de construcción según la revista costos. Asimismo, el FEMA P-58 en el volumen 2, recomienda trabajar el valor del costo de casco con un valor del 40% del costo total de la estructura. Por lo cual para este caso al tener un área de 200 m² con un área libre de 30% tiene un total de 140m², el cual en conjunto de los 6 niveles se obtiene un valor de S/.1 260 000.00 mil soles, equivalente a \$315 000.00 dólares americanos (Ver figura 68).

Además, es necesario definir el número máximo de trabajadores por pie² que exige el software. Para ello el FEMA P-58 define un rango de valores que va desde 0.005 a 0.004, es decir un trabajador por 200 pies cuadrados a trabajadores por cada 250 pies cuadrados. Para el presente caso de estudio se utilizó el valor de 10 trabajadores por un área de 200 m² el cual otorgó el valor de 0.002 (Ver figura 68).

Cabe aclarar que para el caso de emisiones de carbono y emisiones de energía esta investigación no lo toma en cuenta, al no ser objeto de estudio para este caso.

Figura 68.

Ingreso de datos en la Opción Información de la Estructura

The screenshot displays the 'Building Info' tab in the PACT software. It includes several input fields for building parameters:

- Number of Stories:** 6
- Total Replacement Cost (\$):** 315,000
- Replacement Time (days):** 270.00
- Total Loss Threshold (As Ratio of Total Replacement Cost):** 1
- Core and Shell Replacement Cost (\$):** 126,000
- Max Workers per sq. m.:** 0.002
- Carbon Emissions Replacement (kg):** 0
- Embodied Energy Replacement (MJ):** 0

Below these fields, there are 'Most Typical Defaults' for **Floor Area (sq. m.):** 200.00 and **Story Height (m.):** 2.6.

Floor Num	Floor Name	Story Height (m.)	Area (sq. m.)	Height Factor	Hazmat Factor	Occupancy Factor
1	Floor 1	2.60	200.00	1.08	1	1.1
2	Floor 2	2.60	200.00	1.08	1	1.1
3	Floor 3	2.60	200.00	1.08	1	1.1
4	Floor 4	2.60	200.00	1.08	1	1.1
5	Floor 5	2.60	200.00	1.08	1	1.1
6	Floor 6	2.60	200.00	1.08	1	1.1
7	Floor 2	2.60	200.00	1.08	1	1.1

Elaboración: Los autores.

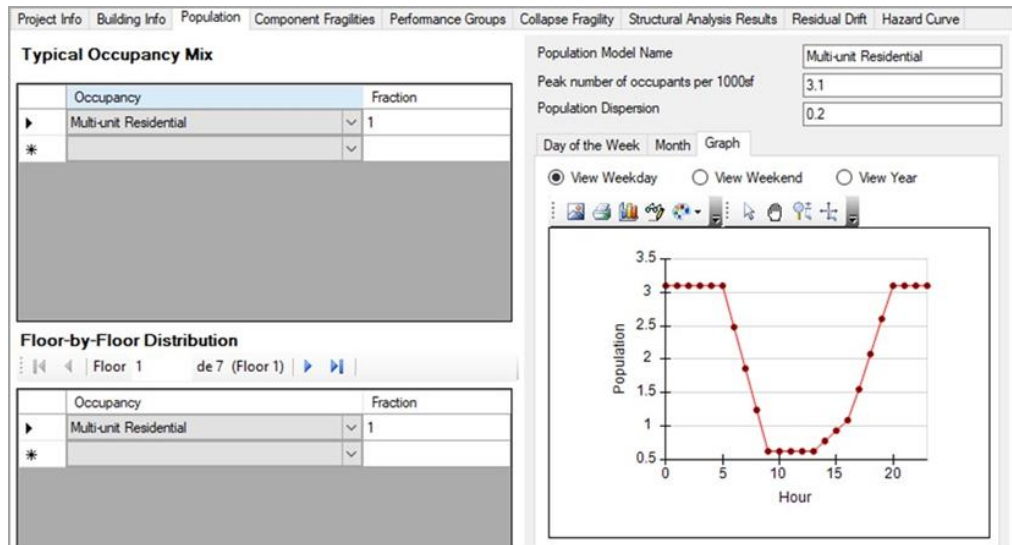
4.8.2. Modelo Poblacional

Para la evaluación en el software PACT, es necesario contar con un modelo poblacional. Para ello el Fema P-58 ha realizado diversos estudios de ocupación en función del tipo de uso que se le otorga a la estructura, teniendo así valores máximos de población que se encuentran en la edificación en base a la ocupación de la misma, como se muestra en la figura 69. Dichos modelos poblacionales se encuentran dentro de la base de datos del PACT, en donde se muestra la variación poblacional de los ocupantes en un uso específico de la estructura a determinadas horas del día.

Para el caso de estudio la estructura a diseñar es una estructura cuya finalidad de uso es únicamente vivienda por lo cual esto es ingresado al software.

Figura 69.

Selección de ocupación de la vivienda en el PACT.



Elaboración: Los autores.

En base a lo ingresado en el Software, se aprecia una gráfica donde se puede observar la variación de la población a través del tiempo para una estructura cuya ocupación es de uso residencial. Se analiza a partir de la gráfica dada que las horas pico donde existe mayor población son desde las 0 horas hasta las 8 horas, luego decae y a partir de las 18 horas se empieza a tener nuevamente el pico poblacional, esto es lógico puesto que es común esperarse que desde las 18 horas hasta las 8 horas de la mañana todos los integrantes de la vivienda estarán en la edificación por ser horas en donde se realiza el descanso de las diversas actividades del día.

4.8.3. Fragilidades de Componentes

El contenido de los elementos estructurales y no estructurales que poseerá la estructura son ingresados al software PACT mediante grupos de fragilidad de componentes, debido a que de esta forma el software analiza el daño para cada uno de los componentes determinados ante una determinada demanda sísmica. De esta forma el PACT contiene una base de datos de más de 700 especificaciones de fragilidad de componentes, contenidos tanto como elementos estructurales, no estructurales, instalaciones sanitarias y eléctricas. De esta forma a continuación, en la figura 70, se resumen los grupos de fragilidad seleccionados para realizar la evaluación de la estructura.

Figura 70.

Fragilidad de componentes del software PACT.

Category	Component	Dir. 1	Dir. 2	Population Model
B104: Reinforced Co...	Please Select	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
B1041.002b: ACI ...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Multi-unit Residential
B1041.022b: ACI ...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Multi-unit Residential
B1044.092: Sten...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Multi-unit Residential
B1049.011: Reinf...		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Multi-unit Residential

Category	Component	Dir. 1	Dir. 2	Population Model
A: Substructure		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
A10: Foundations		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
A101: Standard Foundati...	Please Select	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
A102: Special Foundations	Please Select	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
A103: Slab on Grade	Please Select	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
A20: Basement Construc...		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
A202: Basement Walls	Please Select	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
B: Shell		<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
B10: Super Structure		<input checked="" type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	

Elaboración: Los autores.

Los elementos considerados estructurales son: placas, columnas, vigas y losa; y los no estructurales son: Muros de tabique, escalera y muros parapeto. T

Los elementos seleccionados en PACT, tienen sus respectivos componentes de fragilidad, estos se muestran a continuación en la tabla 38 y 39.

Tabla 38.

Elementos estructurales.

Código en PACT	Descripción
B1041.001b	Viga de Concreto Armado VP-0.30x0.60 m.
B1041.002b	Viga de Concreto Armado VA-0.30x0.50 m.
B1041.022b	Columnas de Concreto Armado
B1044.092	Muro de Concreto Armado E=25 cm.
B1049.011	Losas de Concreto Armado
C2011.011b	Escalera de Concreto Armado P=25cm CP=18cm T=15cm.

Elaboración: Los autores.

Tabla 39.

Elementos no estructurales

Código en PACT	Descripción
B1051.012	Tabiquería Muros de Albañilería ladrillo Pandereta E=15cm
B3041.001	Muros de Parapeto H=1.30 m

Elaboración: Los autores.

4.8.4. Grupos de Desempeño

Los grupos de desempeño son realizados en base a lo definido en fragilidades de componentes. Sin embargo, en esta pestaña se ingresa una información más detallada de la estructura debido a que se empieza a ingresar valores determinantes para realizar la evaluación de daños en los componentes.

En primer lugar, se ingresó al PACT los valores de la cantidad de elementos que sufrieron daños, es decir aquellos que ingresaron el rango no lineal, en la opción "Performance Group Quantities". En segundo lugar, se ingresó el valor de "Quantity dispersión" el cual representa la incertidumbre de la cantidad total de los componentes, para este caso se consideró un valor de 0 puesto que se conoce la totalidad de los componentes. En tercer lugar, se tiene la opción "Fragility Correlated", el cual da la opción de evaluar si el daño es correlacionado o no, es decir si todos los componentes de un determinado grupo de desempeño son designados como no correlacionados, puede poseer un estado de daño diferente. Sin embargo, casi todos los componentes en construcción a evaluar no poseen en la realidad un comportamiento perfectamente correlacionado, por lo que siempre todos los componentes dentro de un grupo de desempeño tendrán el mismo estado de daño.

Cada componente en un grupo de desempeño puede poseer un estado de daño diferente, si este grupo es designado como no correlacionado. Pero en la realidad en su mayoría, los componentes de construcción no tendrán un comportamiento perfectamente correlacionado. El uso de estados de daños correlacionados cuando no hay tal situación no se espera que afecte significativamente las estimaciones medias de los impactos en el desempeño, pero puede afectar significativamente la dispersión resultante en los

resultados. (ATC, 2018b). De esta manera se ingresa la información al PACT como se evidencia en la figura 71.

Figura 71.

Grupos de desempeño ingresados al PACT.

No.	Component Type	Performance Group Quantities	Quantity Dispersion	Fragility Correlated	Population Model	Demand Parameters
B1041.002b	ACI 318 SMF, Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam bo...	10.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Multi-unit Residential	Story Drift Ratio
B1041.022b	ACI 318 IMF, Conc Col & Bm = 24" x 36", Beam bot...	7.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Multi-unit Residential	Story Drift Ratio
B1044.092	Slender Concrete Wall, 12" thick, 12' high, 20' long	0.80	0.00	<input type="checkbox"/>	Multi-unit Residential	Effective Drift
B1051.012	Ordinary reinforced masonry walls with partially grout...	1.10	0.00	<input type="checkbox"/>	Multi-unit Residential	Story Drift Ratio
C1011.011a	Wall Partition, Type: Gypsum with wood studs, Full ...	0.40	0.00	<input type="checkbox"/>	Multi-unit Residential	Story Drift Ratio
C2011.011b	Non-monolithic precast concrete stair assembly with ...	1.00	0.00	<input type="checkbox"/>	Multi-unit Residential	Story Drift Ratio

Elaboración: Los autores.

4.8.4.1. Funciones de consecuencia

Se usaron las funciones de consecuencia estipuladas en la base de datos de la herramienta de cálculo de evaluación de desempeño (PACT). Para adaptar las características económicas a nuestra realidad se usó el método racional de conversión presentado en el capítulo 2.2.3.5.8. A continuación, se muestra la caracterización de los factores de conversión.

Por una parte, la fracción del costo unitario en dólares que simboliza los costos de los materiales y de mano de obra (f_{lab}) se define en base de los valores especificados por (Porter, Farokhnia, Vamvatsikos, & Cho, 2014). Estos componentes asumen técnica y procesos de construcción parecidos en la región de (New York) y la realidad latinoamericana. Los valores de f_{lab} están en función de la necesidad de reemplazo o reparación de los componentes, a continuación, se muestran estos valores.

- $f_{lab} = 0.9$ (Cuando se necesite reparación, pero no reemplazo de los componentes mecánicos, estructurales y arquitectónicos, eléctricos, o equipo de plomería) (Se considera como daño intermedio)
- $f_{lab} = 0.5$ (Cuando se necesite reemplazar componentes estructurales y arquitectónicos) (e considera como daño severo)
- $f_{lab} = 0.1$ (Cuando se necesite reemplazar componentes eléctricos, mecánicos, o equipo de plomería) (Se considera como

daño severo)

Por otra parte, las ratios del costo de los materiales, y la mano de obra considerada para New York respecto a los de la realidad en estudio se adquieren del reporte de la Encuesta Internacional del Mercado de la Construcción 2021 (Townsend, 2021). Dicho reporte informa sobre el salario promedio por hora en dólares desde la vista del empleador, es decir, se incluyen los gastos por seguro de salud, costos de viaje, contribuciones a la pensión y otros beneficios. De este modo, al compararel salario promedio en Sudamérica respecto a aquel correspondiente a New York, se obtiene lo siguiente:

$$r_{lab} = \frac{\$7.7}{\$109.9} = 0.07$$

Con el fin de calcular el ratio del costo de los materiales (r_{mat}) se cotejan los costos locales de New York y Sudamérica. Los materiales considerados en la evaluación del ratio, así como sus costos se muestran en la tabla 40. El valor de r_{mat} calculado es igual a 0.45 (Perez & Torres 2022).

Tabla 40.

Costos de materiales de construcción en regiones de análisis.

Material	Costo (\$)		Ratio
	New York	Sudamérica	
Placa de yeso 13mm (m2)	12	5.5	0.46
Concreto f'c= 30MPa (m3)	165	91	0.55
Bloque de hormigón (400 x 200) (millar)	1425	585	0.41
Cable de cobre (m)	9	3.5	0.39
Tubería de cobre 15 mm (m)	17	4.7	0.28
Panel de vidrio templado de 10 mm (m2)	285	61	0.21
Barra de refuerzo de 16 mm (Ton)	1232	1025	0.83
Ladrillos estándar (millar)	610	167	0.27
Vigas de acero estructural (Ton)	4250	2599	0.61
	Ratio Promedio		0.45

Elaboración: Los autores.

En base a los valores de f_{lab} , r_{lab} y r_{mat} presentados previamente, se calculan los valores de las ratios del costo de reparación local respecto al lugar de referencia (RCR). La tabla 41 da cuenta de dichos valores según la

necesidad de reemplazo o reparación de los componentes.

Tabla 41.

Ratios del costo de reparación local (RCR).

Nivel de daño	f_{lab}	RCR
Intermedio	0.9	0.108
Severo	0.5	0.26
Severo	0.1	0.412

Elaboración: Los autores.

El escalamiento se realizó a partir de considerar el valor de RCR igual a 0.108, esto último debido a que los costos asociados a los métodos de reparación para los componentes han incurrido en el estado de daño en los cuales se requirió reparación, pero no reemplazo de los componentes arquitectónicos y estructurales, mecánicos, eléctricos, o equipo de plomería cuatro.

4.8.5. Fragilidad de Colapso

En esta pestaña se ingresó información relacionado al colapso de la estructura, el cual está asociado a daños irreparables de pérdida local o global de la estructura, debido a demandas de carga que exceden la capacidad de resistencia, rigidez o ductilidad de la estructura. Para el cálculo de dichos valores fue necesario hacer uso del Software SPO2IDA, proporcionado por el FEMA P-58, el cual es una herramienta que convierte las curvas de capacidad producto de un análisis no lineal estático en distribuciones de probabilidad que servirán para construir el colapso en función de la intensidad vibracional del suelo. (ATC, 2018b).

A. Estimación de la Media de Colapso: Los resultados aproximados del análisis dinámico incremental producto del uso del Software SPO2IDA, pueden ser usados para generar fragilidades de colapso. Sin embargo, el Fema P-58 indica que el uso de esta herramienta de cálculo debe ser limitado a edificios de poca altura, y que no presenten irregularidad ni en planta o elevación, además que el comportamiento de la estructura sea netamente traslacional en los dos primeros modos y posea una torsión insignificante (ATC, 2018b). Dicho esto, se procedió a ingresar los datos básicos de la estructura como se indica en la tabla 41, cabe aclarar que las

unidades ingresadas deben estar en el sistema inglés.

Tabla 42.

Datos básicos ingresados al PACT

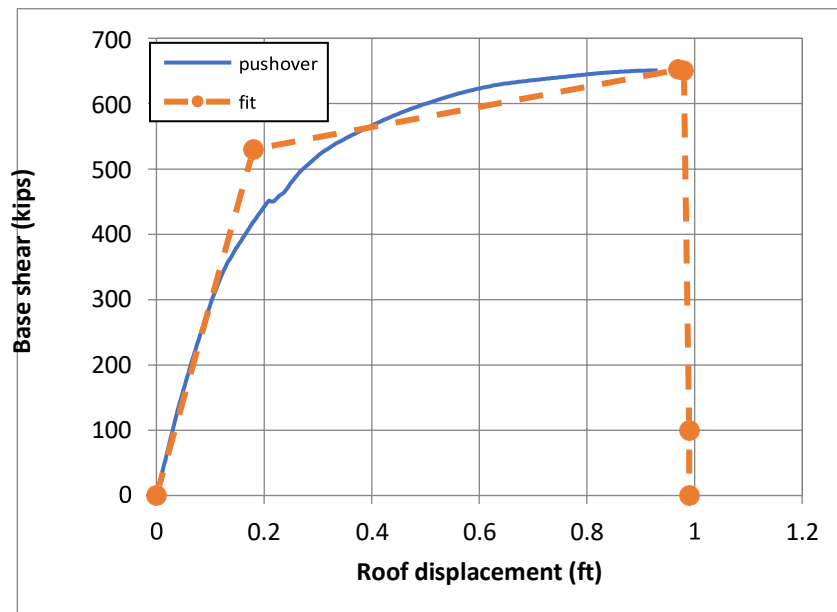
Información Básica		
Peso	2080.33	kips
Altura	53.31	ft
T1	0.522	seg

Elaboración: Los autores.

En seguida se ingresaron los datos de la curva de capacidad obtenida en el análisis pushover en el ítem 4.7.2, a la hoja de cálculo el cual graficó la curva de capacidad obtenida como se ve en la figura 72; para después realizar el ajuste de esta curva siguiendo las recomendaciones del SPO2IDA como se ve en la figura 73, el cual al final traza una recta bilineal que se asemeja a la curva original del Pushover.

Figura 72.

Curva de Capacidad obtenida del análisis Pushover



Elaboración: Los autores.

Figura 73.

Ajuste de la Curva de Capacidad mediante el SPO2IDA.

Segment	Vb (kips)	δroof (ft)
(Point @ End of ...)	0.00	0.00
Elastic	530.00	0.18
Hardening	652.00	0.97
Softening	650.00	0.98
Fis. Plateau	99.00	0.99
Zero Strength	0	0.99

Vmax: 650.864 kips
init point: 12
Kinit: 3319.38 kips/ft
Keq: 2944.44 kips/ft
Kdiff: 11%

Select MDOF to SDOF Scaling
 Say = Fy / W (simplest)
 Use C0 (from code or eigenvalue analysis)
 Results from response spectrum analysis

Say option: 1

ESDOF Parameters

Parameter	Value	Check!
δy	0.18 ft	
fy	530.00 kips	
μc	5.33	Ok
ah	5.24%	Ok
ac	-6.73%	Ok
rp	18.68%	Ok
mf	5.50	Ok
Say	0.2548 g	
T	0.522 sec	Ok

Say Derivation Options (MDOF to SDOF connection)

- Say = Fy/Wtot (simplest but may become inaccurate)
Say: 0.2548 g
- User supplied C0 (from code or eigenvalue analysis)
Say = $\delta y \cdot 4\pi^2 / (C0 \cdot T1^2 \cdot g)$
C0: 1.25 (C0=1, equal to 1 for SDOF).
Say: 0.6482 g
- Results from elastic response spectrum analysis
Use either code spectra or average several timehistories, scaled to same Sa(T1)
Sa used: 0.20 g
δroof: 0.85 ft (average from several records or single result from code spectrum)
Say: 0.0424 g

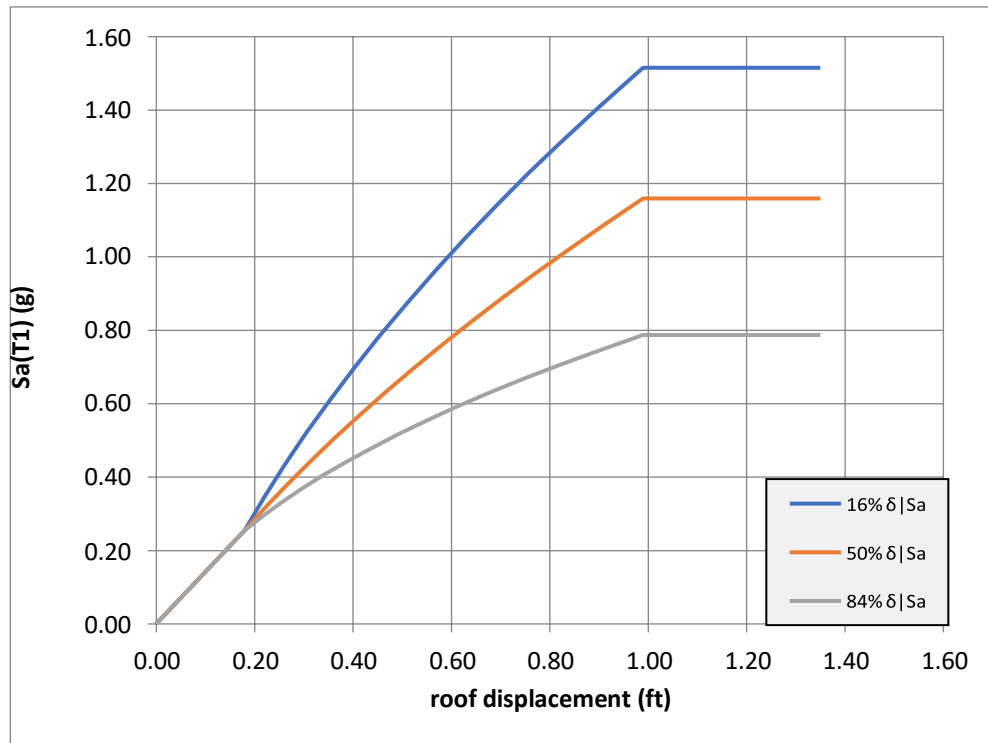
Problem: You can either inflate δy or Say. I am not sure which one is best.
Still, in my IDA view, they do not necessarily have to correspond to each other.
In general this point, the MDOF to SDOF transition, is the weakest link in NSP methods in general.

Elaboración: Los autores.

Después de haber realizado estos procedimientos.” Los resultados obtenidos incluyen percentiles de: 16, 50 y 84 de la aceleración espectral normalizada al colapso” (ATC, 2018b). La gráfica obtenida mediante el SPO2IDA se muestra en la figura 74. En base a esta gráfica se obtuvo un valor promedio (percentil 50) de la fragilidad de colapso un valor de $S_a(t)=1.18$, el cual será el valor necesario para ingresar al PACT.

Figura 74.

Resultados del SPO2IDA



Fuente: Los autores.

B. Valor de Dispersión: Para este caso se ingresó el valor recomendado por el FEMA P-58, el cual recomienda una dispersión igual a 0.6 para la obtención de funciones de fragilidad de colapso que son basados en los resultados del SPO2IDA (ATC, 2018b).

C. Modos de Colapso: Los modos de colapso, según (ATC, 2018b), definen las formas en que se esperaría que un edificio colapse, desde el colapso parcial hasta el total. Los probables modos de colapso contienen colapso total, de varias plantas o de una sola planta.

De manera general no es posible determinar la forma y las probabilidades en la que una estructura llegue al colapso. Por lo cual la información proporcionada al software debe basarse en un juicio basado en la viabilidad de cada modo de colapso propuesto por el FEMA. De este modo, en la figura 75 se presenta los modos de colapso considerados, los cuales al sumar deben dar el 100% y se consideró que el primer modo de colapso es un colapso total de la estructura mientras que el segundo modo de colapso es

referente al colapso de los pisos superiores, además se ingresó la probabilidad de incurrencia en cada piso para cada modo de colapso.

Figura 75.

Modos de colapso.

The screenshot shows the 'Collapse Fragility' tab in a software application. It includes the following elements:

- Include Potential Collapse in Assessment
- Collapse Fragility In terms of $S_a(\bar{T})$: Median: 1.18, Dispersion: 0.6
- Number of Potential Collapse Modes: 2
- Mutually Exclusive Probability of Mode Given Collapse table:

Mode 1	Mode 2
0.7	0.3

Floor	Mode 1	Mode 2
Floor 6 (6)	1	0.1
Floor 5 (5)	1	0.2
Floor 4 (4)	1	0.25
Floor 3 (3)	1	0.2
Floor 2 (2)	1	0.2
Floor 1 (1)	1	0.1

Elaboración: Los autores.

D. Consecuencias de colapso: FEMA P-58 VOL 2, 2012, indica que para trabajar en el PACT requiere la definición de la Tasa media de fatalidad (COV y asociados) y la tasa media de lesiones (COV y asociados). La tasa media de fatalidad es la fracción de ocupantes que habitan en la zona afectada, y que están fatalmente heridos por el colapso. Los usuarios del programa PACT deben seleccionar los valores según su criterio, y considerar los tipos de desechos que pueden originarse con ciertos tipos de construcciones y su letalidad. Se requiere un juicio similar para la tasa media de lesiones. Estos dos valores (tasa media de fatalidad y lesiones) deben sumar a un valor de 1,0.

Para el caso en estudio para establecer la tasa media de fatalidades y tasa media de recursos se tomó en cuenta una investigación realizada sobre un escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao realizado por el Centro de Estudios y Prevención de Desastres PREDES, en el cual se estima el número de fallecidos y heridos ante un escenario sísmico de 8.8 Mw.

Esta investigación, en el año 2012, el Centro de Estudios y Prevención de Desastres (PREDES) realizó la actualización del estudio denominado "Diseño del escenario sobre el impacto de Sismo de gran intensidad en Lima Metropolitana y Callao. Los resultados muestran una cantidad estimada de

68,006 fallecidos y 779,338 heridos de un total de 8'285,727 (INDECI, 2017). A partir de estos valores obtenidos se estimó la tasa media de fatalidades igual a 0.07 y una tasa media deheridos igual a 0.93 heridos, como se muestra de la figura 76.

Figura 76.

Consecuencias de colapso.

Collapse Consequences				
Mode 1 de 2				
Floor	Fatality Rate Mean	Fatality Rate COV	Injury Rate Mean	Injury Rate COV
Floor 6 (6)	0.08	0	0.9	0
Floor 5 (5)	0.08	0	0.9	0
Floor 4 (4)	0.08	0	0.9	0
Floor 3 (3)	0.08	0	0.9	0
Floor 2 (2)	0.08	0	0.9	0
Floor 1 (1)	0.08	0	0.9	0

Elaboración: Los autores.

4.8.6. Resultados del Análisis Estructural

En esta pestaña se ingresó los valores de los parámetros de demanda obtenidos a través del análisis dinámico no lineal tiempo historiapara cada dirección de análisis. De esta forma, en primer lugar, se ingresala información básica como: el tipo de evaluación, el tipo de análisis no lineal o simplificado, numero de realizaciones, número de demandas de vectores y Factor de conversión no direccional como se observa en la figura 77.

Figura 77.

Ingreso de los 7 registros sísmicos

The screenshot shows a software interface with several tabs: Project Info, Building Info, Population, Component Fragilities, Performance Groups, Collapse Fragility, Structural Analysis Results, Residual Drift, and Hazard Curve. The 'Collapse Fragility' tab is active. It contains the following settings:

- Assessment Type: Scenario Intensity
- Analysis Type: Non-Linear Simplified (Linear)
- Scenario/Intensity Information: Typical Number of Demand Vectors: 7
- Number of Realizations: 200
- Non-directional conversion factor: 1.2

Elaboración: Los autores.

En primer lugar, se seleccionó que el tipo de evaluación será por intensidad, debido a que se evaluó la respuesta de la estructura específica para determinados niveles de intensidad en función de la ubicación del

proyecto. En segundo lugar, el tipo de análisis que se realizó fue un análisis no lineal tiempo historia. Por lo tanto, en la opción número de demandas de vectores se definió un valor de 7, debido a que fue esa cantidad de registros sísmicos utilizados. En tercer lugar, el número de realizaciones, en este caso se asignó números grandes por la razón que para el cálculo de los heridos y fatalidades el software necesita cubrir grandes realizaciones para obtener una concepción más realista. Por último, el factor de conversión nodireccional, se asignó un valor de 1.2 siguiendo las recomendaciones del FEMA P-58 dado que se considera apropiado para la mayoría de las estructuras a evaluar.

Para terminar, se agregan los resultados del análisis tiempo historia obtenidos en el ítem 4.7.3. Para ello se escoge el nivel de intensidad, la dirección de análisis y el tipo de parámetro de demanda escogido, para evaluar los daños en determinados grupos de fragilidad, como se observa en la figura 78.

Figura 78.

Ingreso de datos para la dirección 1 -Parámetro de demanda: Deriva Efectiva

The screenshot shows the 'Intensity Set' configuration in a software application. The 'Direction' is set to 'Direction 1' and the 'Demand Type' is 'Effective Drift'. The table below displays the demand values for each floor/story across eight intensity levels (EQ1 to EQ7).

Floor/Story	EQ1	EQ2	EQ3	EQ4	EQ5	EQ6	EQ7
Floor 6-Roof (rad)	0.006532	0.005348	0.006043	0.006034	0.006555	0.006639	0.006025
Floor 5-6 (rad)	0.006346	0.006806	0.006925	0.006509	0.006317	0.004146	0.004171
Floor 4-5 (rad)	0.005008	0.005467	0.005034	0.005237	0.00526	0.006198	0.006762
Floor 3-4 (rad)	0.005013	0.004342	0.004028	0.004358	0.004182	0.004043	0.005082
Floor 2-3 (rad)	0.004668	0.004816	0.004548	0.004452	0.003804	0.003668	0.004804
Floor 1-2 (rad)	0.003223	0.004761	0.003679	0.003821	0.003531	0.004223	0.003831

Elaboración: Los autores.

4.8.7. Curva de peligro Sísmico

La curva de peligro sísmico fue determinada en base al cálculo de los ocho niveles de intensidad que planteó el FEMA P-58 volumen 2 y fue desarrollado en el ítem 4.7.3.3. Del mismo modo el Software exige el ingreso de datos del valor de $S_a(t)$, el valor de la aceleración espectral en función de un periodo promedio para la estructura relacionado con un valor de MAFE (valor de frecuencia anual de excedencia). Para el presente caso de

investigación se obtuvo dichos valores teniendo en cuenta que, el valor de la aceleración espectral mínimo estará en función del valor promedio de los periodos fundamentales obtenidos donde si T , es menor a la unidad el valor de $S_a(t)$ será correspondiente a 0.05 caso contrario $S_a(t)$ será igual a $0.05/T_{promedio}$ (Ver tabla 43).

Tabla 43.

Periodos de la estructura.

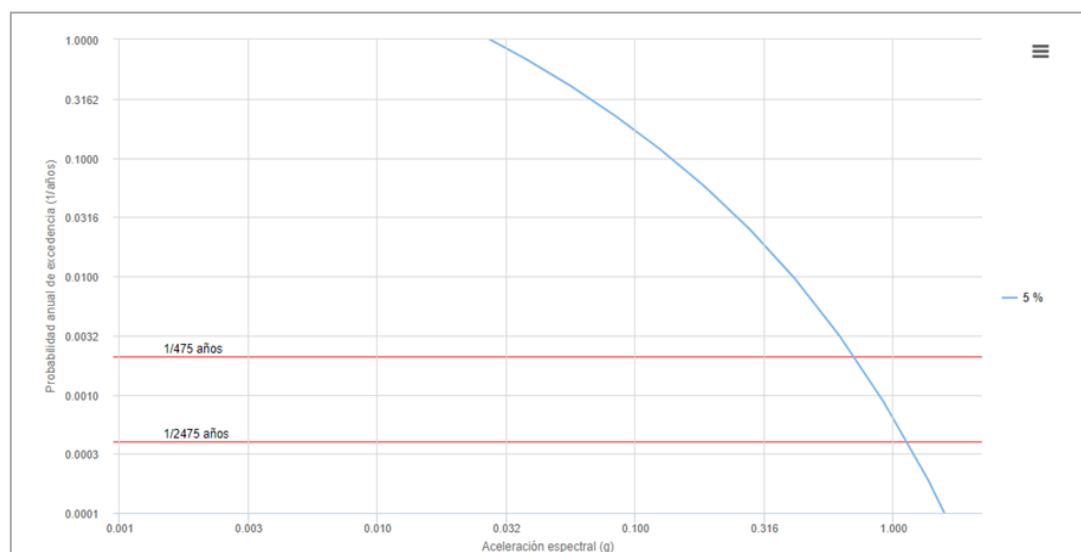
PERÍODO NATURAL		
TX =	0.464	Seg
TY =	0.522	Seg
$T_{promedio}$	0.493	Seg

Elaboración: Los autores.

Se observa que el valor promedio de los periodos fundamentales es correspondiente a 0.493 por lo cual al ser menor que la unidad el valor del $S_a(T)=0.005g$. Por otro lado, el FEMA P-58 plantea que el valor de Frecuencia anual de excedencia es 0.002 para el valor de S_a máximo. De esta forma teniendo solo los datos de $S_a(t)$ mínimo y MAFE máximo, se calculó los valores restantes, mediante la aplicación web de SENCICO que, en función de las coordenadas del proyecto y el periodo promedio calculado, se obtuvo para un amortiguamiento del 5% la curva de probabilidad anual de excedencia (Ver figura 79).

Figura 79.

Curva de Probabilidad Anual de excedencia



Elaboración: Los autores.

Producto de la interpolación de valores, de la gráfica mostrada se logró extraer los datos restantes, el cual se presenta en la tabla 44, además con los niveles de intensidad calculados se ingresó al PACT, el cual se muestra en la Figura 80.

Tabla 44.

Datos extraídos de la Curva de Probabilidad Anual de excedencia

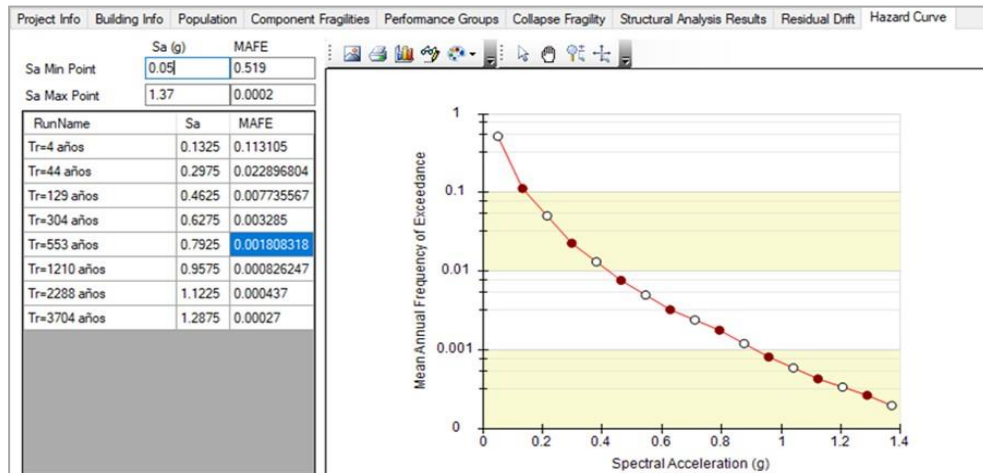
Sa	Frecuencia Anual de excedencia (MAFE)
Min 0.05	0.519
Max 1.37	0.0002

Elaboración: Los autores.

En la figura 80 se muestra, el gráfico los ocho niveles de intensidad definidos en el ítem 4.7.3.3 así como el periodo de retorno respectivo para cada dato. Sin embargo, debido a que el caso de estudio es realizar un diseño estructural se escogerá solo un nivel de intensidad, el cual será a un periodo de retorno de 475 años, debido a que este periodo es considerado por la Norma E.030 para realizar el diseño estructural; por ello los resultados posteriores se basaron solo en el análisis del nivel de intensidad planteado.

Figura 80.

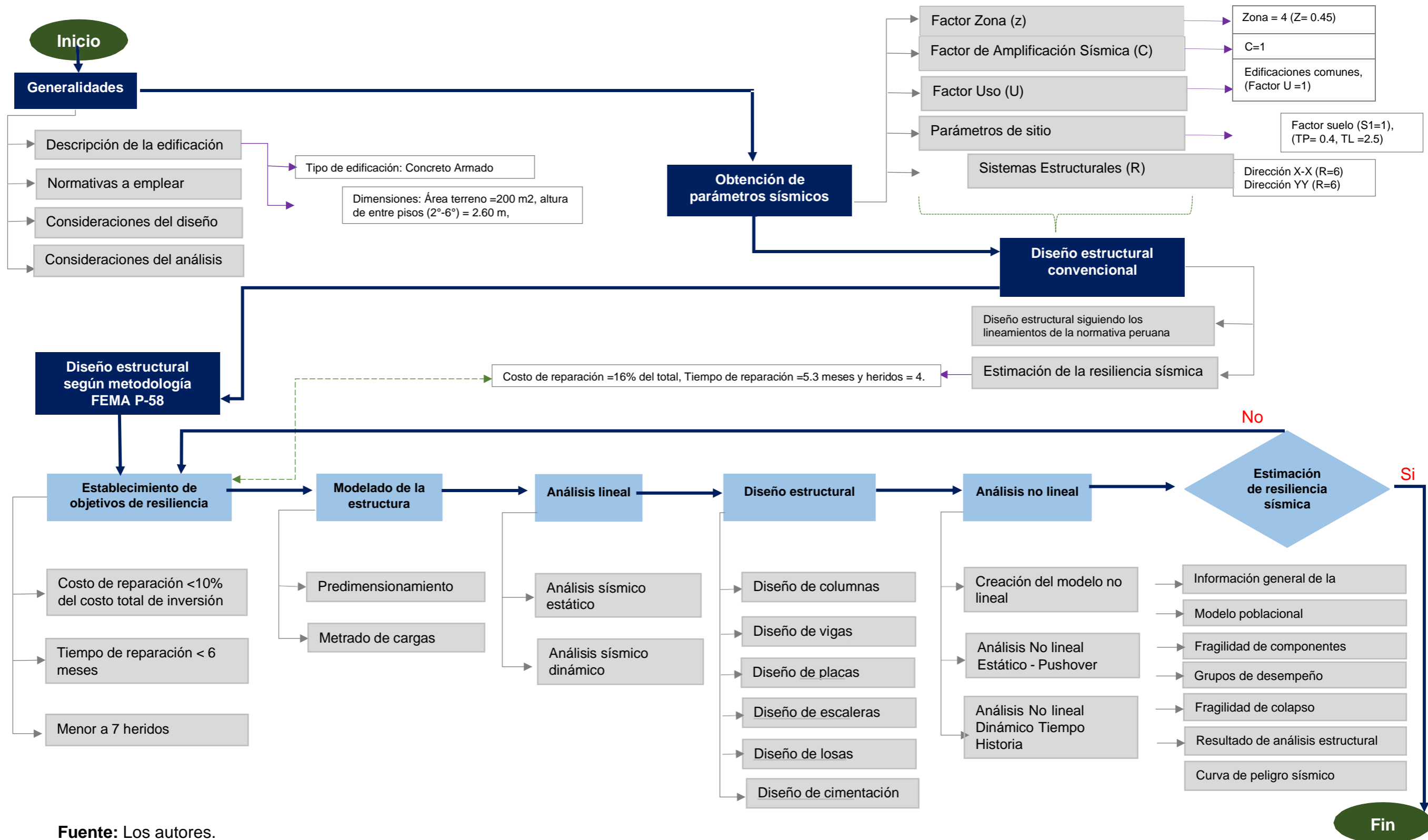
Nivel de intensidad elegido para análisis



Fuente: Los autores.

Para finalizar con esta sección en la figura 81 se presenta un mapa de procesos que resume el procedimiento seguido para el diseño estructural según metodología FEMA P-58.

Figura 81.
Desarrollo – Mapa de procesos



Fuente: Los autores.

CAPÍTULO V

RESULTADOS

5.1. Evaluación de resiliencia sísmica en base a un diseño convencional vs el diseño estructural según metodología FEMA P-58

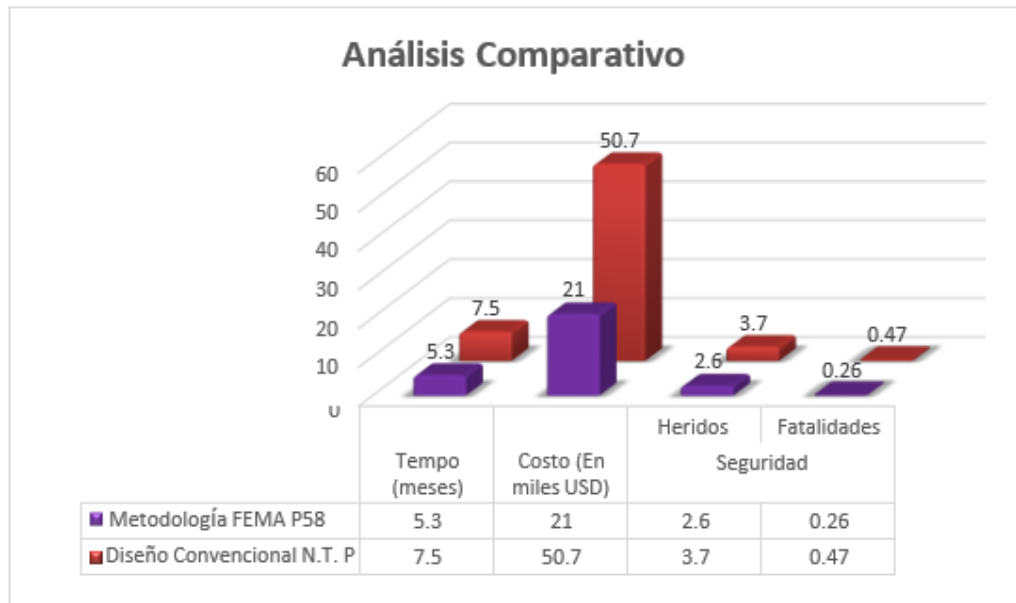
Análisis general

Como se indicó de manera inicial en el ítem 4.3 se realizó un planteamiento inicial de la estructura siguiendo los lineamientos de las Norma de Diseño Sismorresistente E.030 y la Norma de Concreto Armado E.060; sin embargo, al realizar la evaluación de la estructura utilizando FEMA P-58, no se alcanzó los objetivos de resiliencia esperados. Por ello siguiendo los lineamientos de la metodología de diseño estructural propuesta, se replanteó la estructura buscando alcanzar los objetivos de resiliencia propuestos, dichos resultados permitieron evaluar el impacto de implementar dicha metodología.

A continuación, en la figura 82 se muestran los resultados de capacidad de resiliencia sísmica de un diseño estructural convencional siguiendo los lineamientos de la Norma Técnica Peruana en contraste con un diseño estructural según metodología FEMA P-58. En el primer escenario de diseño estructural convencional, se evaluó la capacidad de resiliencia sísmica una vez finalizado el proceso de diseño. En el segundo escenario de diseño estructural según metodología FEMA P-58, se establecieron objetivos de resiliencia que optimizan la capacidad de resiliencia, previó al inicio del diseño y el fin último fue alcanzar o superar los objetivos de resiliencia planteados. En base a los resultados obtenidos el contraste realizado se expresó en: Costos de reparación, tiempo de reparación y heridos.

Figura 82.

Resultados de los diseños estructurales realizados (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58)



Elaboración: Los autores.

Los tres indicadores utilizados para evaluar la capacidad de resiliencia sísmica de la edificación en estudio se muestran en la figura 80. Por un lado, respecto al diseño estructural basado en resiliencia sísmica, se tiene: Costo de reparación igual a \$.50,700.00, tiempo de reparación igual a 7.5 meses el cual equivale a 225 días, y heridos igual a 4 personas. Por otro lado, respecto al diseño estructural según metodología FEMA P-58, se tiene: Costo de reparación igual a \$.21,000.00, tiempo de reparación igual a 5.3 meses el cual equivale a 159 días, y heridos igual a 3 personas

A partir de los resultados presentados se puede inferir que el diseño estructural convencional tuvo mayor incidencia de daños en la estructura trayendo como consecuencia el aumento de costos y tiempo de reparación así el número de heridos, mientras que en el diseño estructural realizado según la metodología FEMA P-58 la incidencia de daños es menor.

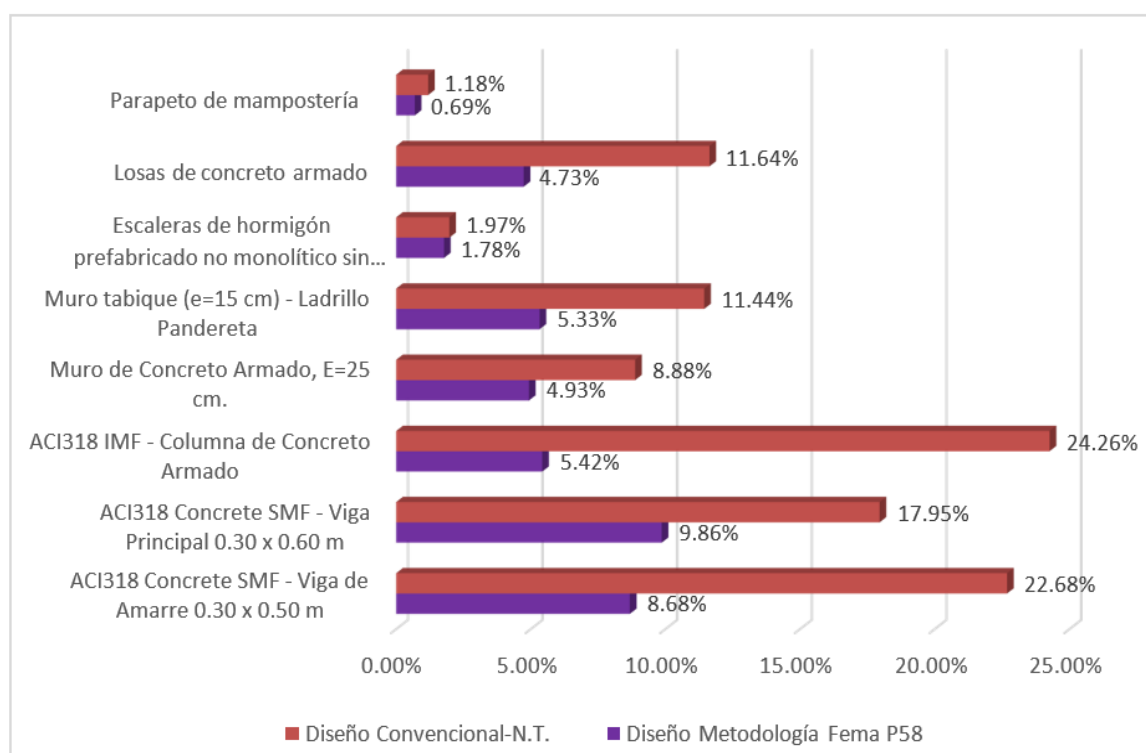
Análisis de costos

En la figura 83, el histograma presentado evidenció las diferencias significativas de costo de reparación en los grupos de desempeño al evaluar l

mismo proyecto estructural basado en diferentes lineamientos. Se evidencia que el diseño estructural según metodología FEMA P-58 reduce de manera significativa los costos de reparación ante un posible evento sísmico con un periodo de retorno de 475 años, en contraste con un diseño convencional. Asimismo, se evidencia que los componentes estructurales presentan mayor variación, en donde la variación mínima de costo de reparación que se tiene es de 4% para muros de concreto armado y una variación máxima de 19 % aproximadamente para las columnas de concreto armado, mientras que para componentes no estructurales se presentan poca variación de costos de reparación.

Figura 83.

Costos de reparación por grupos de desempeño (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58).



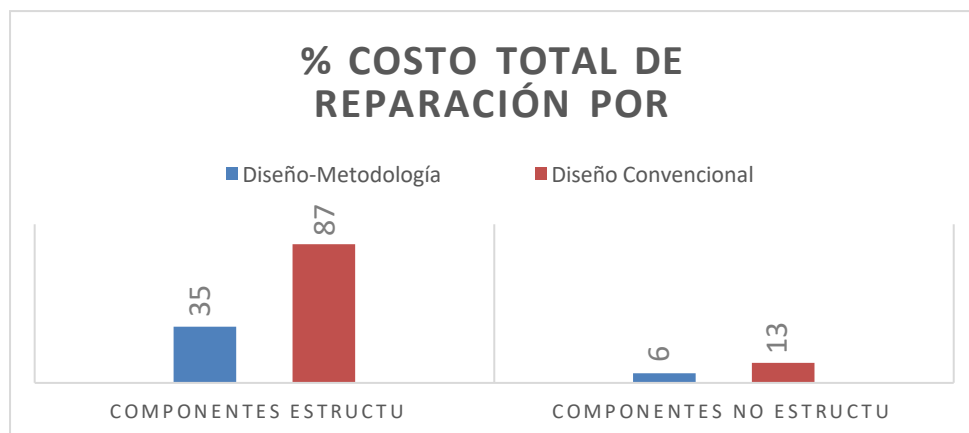
Elaboración: Los autores.

Además, dentro del análisis de resultados de costos de reparación se presenta la figura 84, en donde se tiene el porcentaje (%) de costos de reparación de ambas metodologías en función de los componentes evaluados así mismo se evidencia que los componentes estructurales tienen una variación del 52%, mientras que para los componentes no estructurales se

tiene que la variación es mínima del 5%, es lógico pensar que se presenten estos resultados, debido a que en una edificación los elementos que otorguen más rigidez a la estructura son los que tomarán mayor fuerza de corte ante un evento sísmico por ende los daños obtenidos serán mayor a comparación de los componentes no estructurales.

Figura 84.

Costo total de reparación (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58).



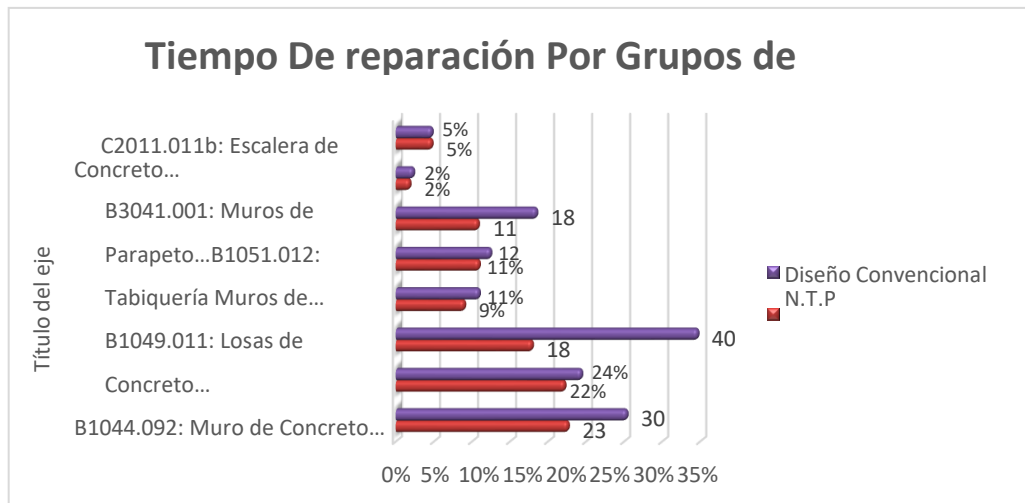
Elaboración: Los autores.

Análisis de Tiempo

Para realizar el análisis del tiempo de Reparación se evaluaron los porcentajes respecto al valor inicial de tiempo en el escenario de diseño convencional, para poder analizar el impacto que se tendría al aplicar la metodología FEMA P-58. Dicho esto, a continuación, se presenta la comparativa en porcentaje (%) de los tiempos de reparación obtenidos.

Figura 85.

Tiempo de reparación por grupos de desempeño (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58)

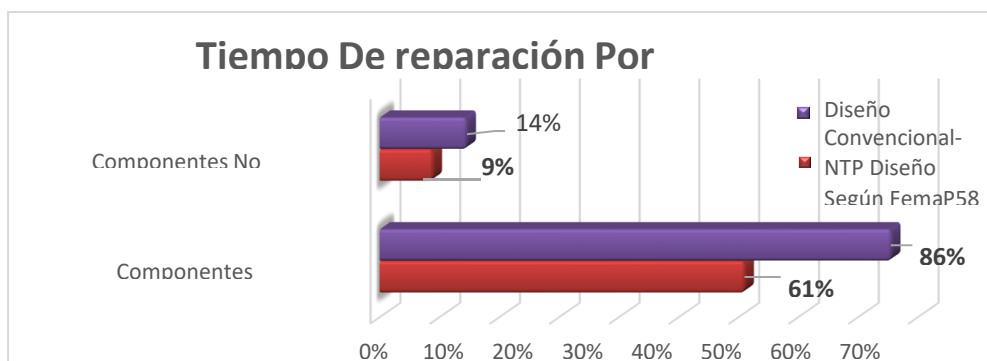


Elaboración: Los autores.

La figura 85 evidencia que los tiempos de reparación se redujeron al aplicar la metodología FEMA P-58, el cual es un indicador que los daños obtenidos mediante esta metodología son menores. Por otra parte, se evidencia que se tiene una variación mínima de 1% y una variación máxima de un 22% en el tiempo de reparación obtenido. Por ello para evaluar la razón de esta variación de manera más específica, se clasificaron los componentes presentados en componentes estructurales y no estructurales como se evidencia en la figura 86.

Figura 86.

Tiempo de reparación por componentes (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58)



Elaboración: Los autores.

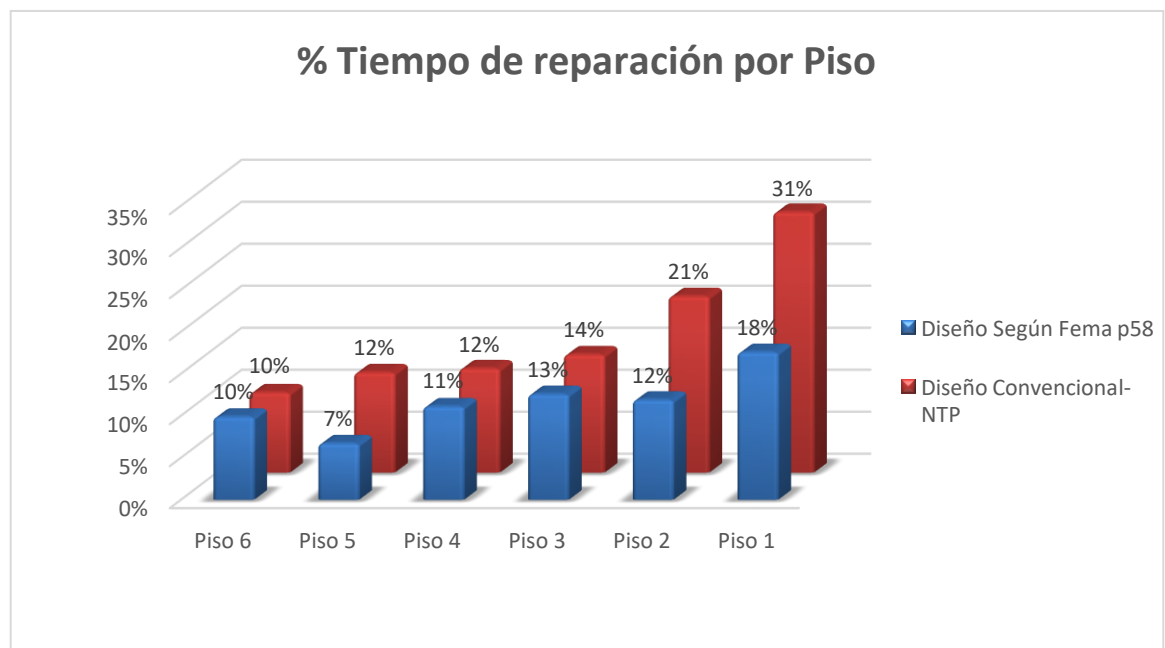
Lo presentado en la figura 86 evidencia el impacto en el tiempo de

reparación al implementar la metodología FEMA P-58 en el diseño estructural, esto es evidenciado debido a que en base a la gráfica mostrado reduce el tiempo de reparación en un 5% para los componentes no estructurales y en un 25% para los componentes estructurales respecto a un diseño convencional en donde no se tienen en cuenta la capacidad de resiliencia sísmica.

En la figura 87 se presentan las variaciones en tiempo de reparación por pisos del diseño convencional respecto a diseño estructural según metodología FEMA P-58, evidenciando que los tiempos de reparación con metodología FEMAP-58 son menores.

Figura 87.

Tiempo de reparación por pisos (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58).



Elaboración: Los autores.

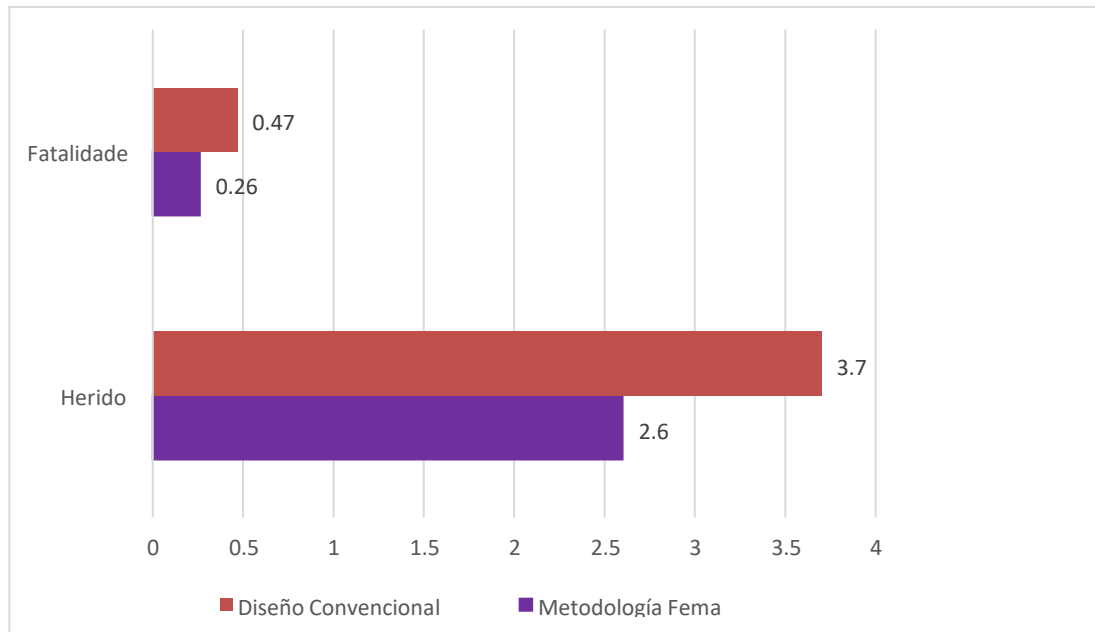
Análisis de la seguridad de ocupantes

Se realizó la comparativa de las seguridades de las ocupantes, para realizar el análisis se considera en dos dimensiones. En primero respecto a las fatalidades y segundo respecto a los heridos. Respecto a las fatalidades que se obtuvieron para ambos casos son menores a la unidad por lo cual se considera que los efectos son despreciables para ambos casos. Por otro lado, respecto a los heridos se muestra que existe una variación de 3.7 heridos a

2.6 heridos, lo cual representa una disminución de un herido como se evidencia en la figura 88.

Figura 88.

Heridos y fatalidades (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58).



Elaboración: Los autores.

A continuación, en los ítems siguientes se presentan los resultados de capacidad de resiliencia sísmica obtenidos a partir del diseño estructural según metodología FEMA P-58.

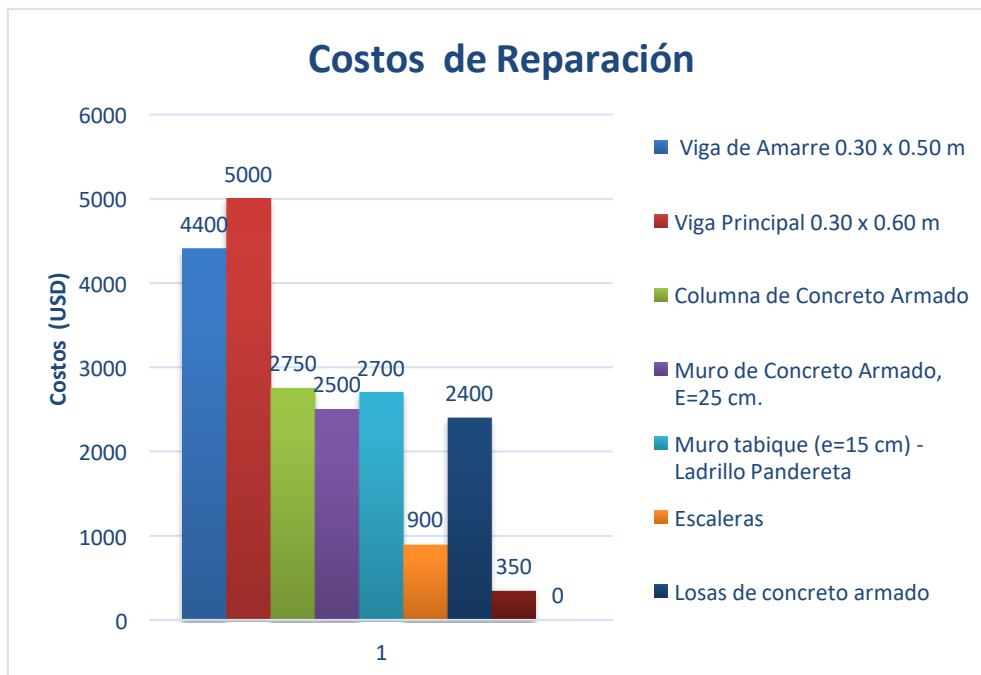
5.2. Costo de reparación en un diseño estructural según metodología FEMA P-58.

La estimación del Costo de reparación se calculó en función de los daños presentados en la estructura, mediante parámetros de demanda, los cuales mediante el uso de Curvas de Fragilidad dieron los estados de daños probable para cada grupo de desempeño. En base a esto se pudo obtener funciones de consecuencia que permitieron estimar los costos probables de reparación de la estructura.

De este modo el Costo de Reparación obtenido mediante el Software PACT de la metodología FEMA P-58, teniendo en consideración los elementos estructurales y no estructurales, para un sismo con un periodo de retorno de 475 años, se muestra en la figura 89.

Figura 89.

Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño



Elaboración: Los autores.

El histograma mostrado en la figura 89 presenta la estimación de los costos probables de reparación para cada grupo de desempeño definido en el ítem 4.8.4, estos costos están asociados a la cantidad de elementos ya sea estructurales o no, que presentaron daños durante la evaluación. Para una mejor comprensión se presenta la tabla 45 donde se muestra los costos de reparación asociado a los grupos de desempeño.

Tabla 45.

Costos de reparación y su equivalencia en porcentaje de los grupos de desempeño.

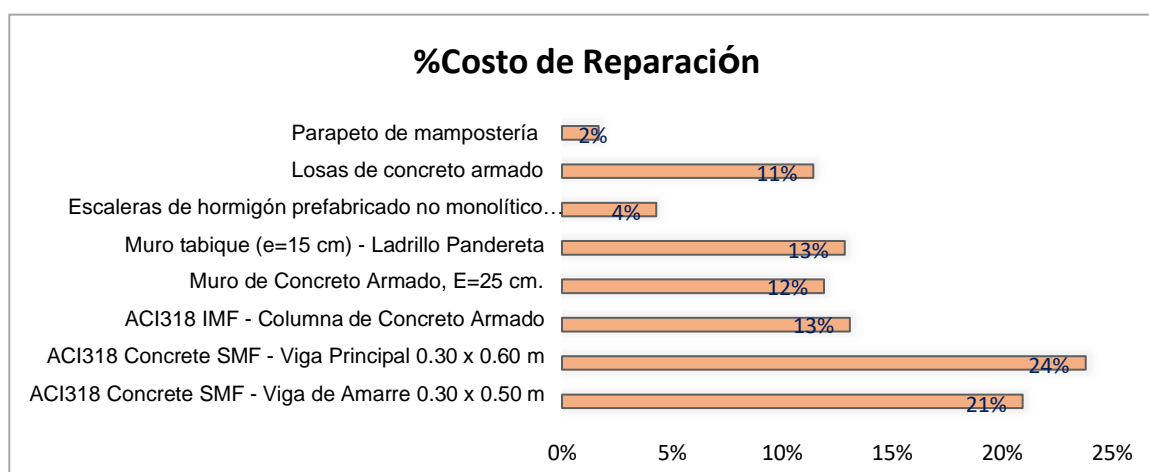
Grupos de desempeño que presentaron daño	Costo de reparación (USD)	% Costo total de la edificación
ACI318 Concrete SMF - Viga de Amarre 0.30 x 0.50 m	4400	21%
ACI318 Concrete SMF - Viga Principal 0.30 x 0.60 m	5000	24%
ACI318 IMF - Columna de Concreto Armado	2750	13%
Muro de Concreto Armado, E=25 cm.	2500	12%
Muro tabique (e=15 cm) - Ladrillo Pandereta	2700	13%
Escaleras de hormigón prefabricado no monolítico sin juntas sísmicas.	900	4%
Losas de concreto armado	2400	11%
Parapeto de mampostería	350	2%
Costo total de reparación (USD)	\$ 21,000.00	13%

Elaboración: Los autores.

Asimismo, estos datos fueron representados mediante un gráfico que se muestra en la figura 90, para un mejor entendimiento, en donde se presenta los porcentajes (%) de costos de reparación en función de los grupos de desempeño.

Figura 90.

Porcentaje de costos de reparación respecto a grupo de desempeño.

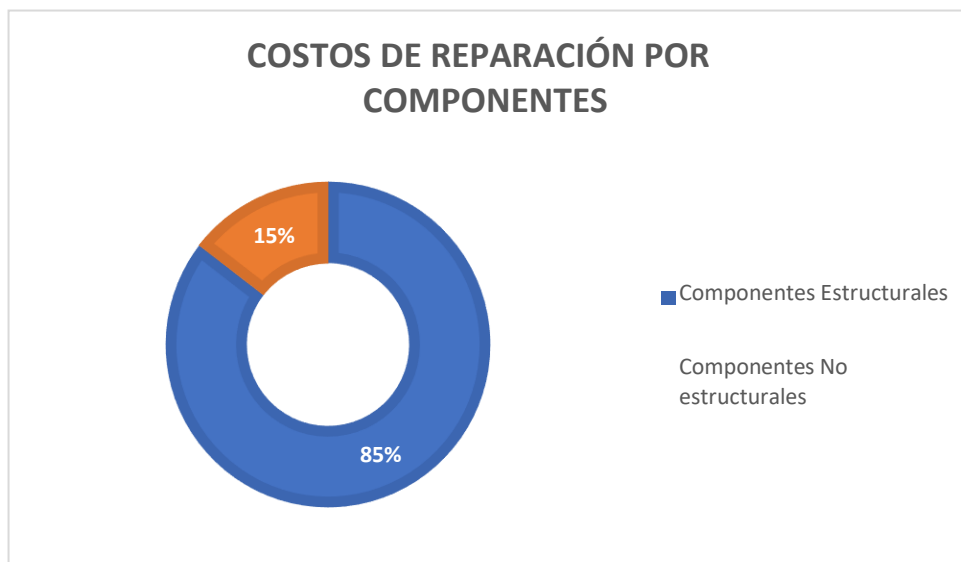


Elaboración: Los autores.

De igual manera en la figura 91 se presentan los costos de reparación en porcentaje (%), agrupados y establecidos en función de componentes estructurales y no estructurales.

Figura 91.

Costos de reparación total en función de elementos estructurales y no estructurales



Elaboración: Los autores.

La figura 91 evidencia que los costos de reparación de los componentes estructurales poseen un 85% del costo total de reparación de la estructura equivalente a un costo de \$ 17 850.00 dólares americanos en comparación de los elementos no estructurales, los cuales poseen solo un 15% equivalente a \$ 3150 dólares americanos

Finalmente, de acuerdo a lo presentado se tiene que para un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años el **costo de reparación** para la vivienda multifamiliar de 6 niveles ubicado en el distrito Santiago de Surco **es de 21,00.00USD lo que representa un 7.00% del costo total de la inversión inicial de** la edificación que es de 315,000.00 USD.

5.3. Tiempo de reparación en un diseño estructural según metodología FEMA P-58.

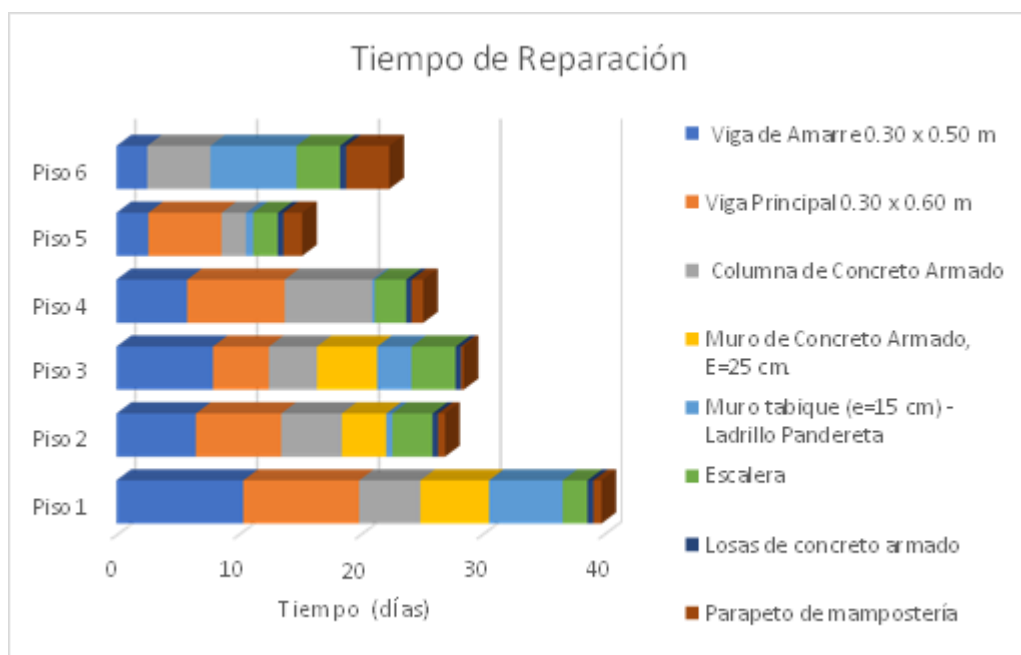
Al igual que el costo de reparación, el tiempo de reparación está en función del daño causado a los distintos elementos que componen la estructura, y estos tiempos se encuentran y especifican en cada una de las funciones de fragilidad utilizadas en el software PACT. Los tiempos de

reparación se basan en daños al piso y por grupo de desempeño.

La figura 92 muestra los tiempos de reparación de los elementos estructurales y no estructurales que conforman la estructura. El histograma mostrado muestra los elementos o grupos de desempeño en el eje de abscisas y el tiempo de reparación en días en el eje de ordenadas, con un total de 10 trabajadores realizando tareas simultáneas en cada piso con un número de probabilidad del percentil 50.

Figura 92.

Tiempo de rehabilitación por piso en base a los grupos de desempeño.



Elaboración: Los autores.

El histograma de la figura 90 evidencia que las vigas de concreto armado son los que mayor tiempo de reparación necesitan a comparación del resto de los elementos estructurales y no estructurales, además se evidencia que algunos grupos de desempeño presentaron daños solo en determinados niveles y no de manera global, como el caso de los muros de concreto armado. Asimismo, la gráfica muestra el tiempo en aquellos casos donde los daños se reparan de manera paralela y en simultáneo, por lo cual en la tabla 46 se presenta el tiempo total de reparación por grupos de desempeño que presentaron daños.

Tabla 46.

Tiempo de reparación por piso, grupos de desempeño y total.

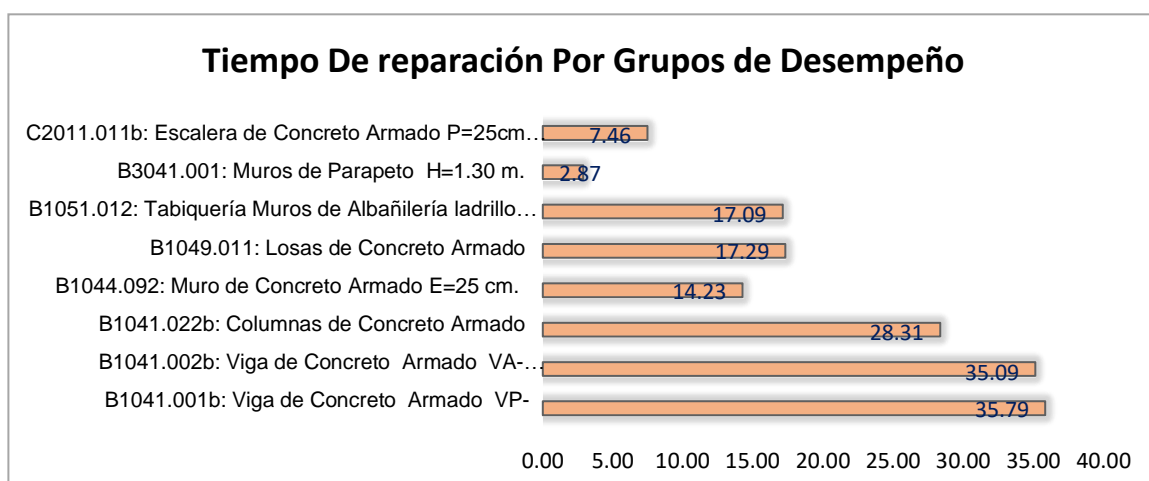
Grupos de desempeño que presentaron daño	Tiempo de reparación por piso(días)						Tiempo total por elemento
	Piso1	Piso2	Piso3	Piso4	Piso5	Piso6	
B1041.001b: Viga de Concreto Armado VP-0.30x0.60 m.	2.53	2.62	5.80	7.92	6.52	10.41	35.79
B1041.002b: Viga de Concreto Armado VA-0.30x0.50 m.	0.00	6.00	8.00	4.59	7.00	9.50	35.09
B1041.022b: Columnas de Concreto Armado	5.18	2.00	7.19	3.94	4.97	5.04	28.31
B1044.092: Muro de Concreto Armado E=25 cm.	0.00	0.00	0.00	4.94	3.65	5.64	14.23
B1049.011: Losas de Concreto Armado	7.06	0.61	0.21	2.83	0.51	6.06	17.29
B1051.012: Tabiquería Muros de Albañilería ladrillo Pandereta E=15cm.	3.57	2.00	2.58	3.62	3.29	2.03	17.09
B3041.001: Muros de Parapeto H=1.30 m.	0.52	0.48	0.45	0.46	0.46	0.50	2.87
C2011.011b: Escalera de Concreto Armado P=25cm CP=18cm T=15cm.	3.53	1.52	0.95	0.20	0.58	0.66	7.46
Tiempo total de reparación (Días)	22.39	15.22	25.19	28.51	26.97	39.84	158.13

Elaboración: Los autores.

También se presenta en la figura 93 un diagrama de barras que mostrará de una mejor forma los tiempos de reparación totales para cada grupo de desempeño.

Figura 93.

Tiempo de reparación por grupos de desempeño



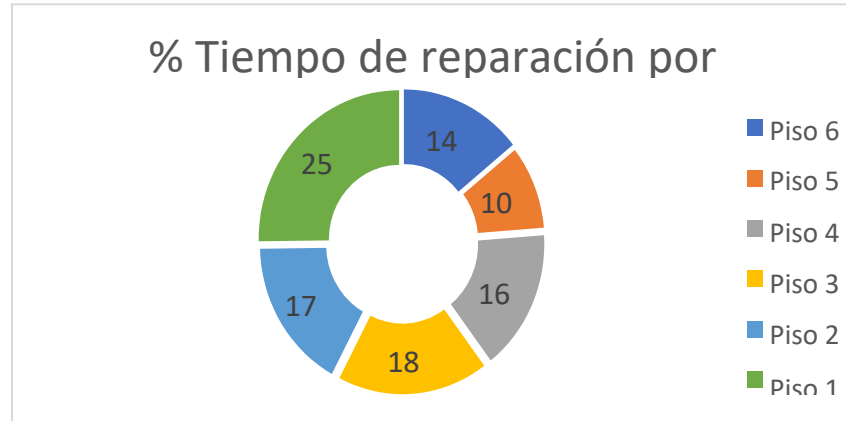
Elaboración: Los autores.

Asimismo, en la figura 94, los resultados obtenidos se desglosaron para evidenciar que piso de la estructura a analizar tendrá mayor incidencia de daño y por consecuencia mayor Tiempo de Reparación. Se comprueba que el primer piso es el más crítico en cuanto a daños debido a que el tiempo de reparación que posee es el 25% del Tiempo de Reparación total de la

estructura equivalente a 40 días.

Figura 94.

Tiempo de reparación por piso en porcentajes

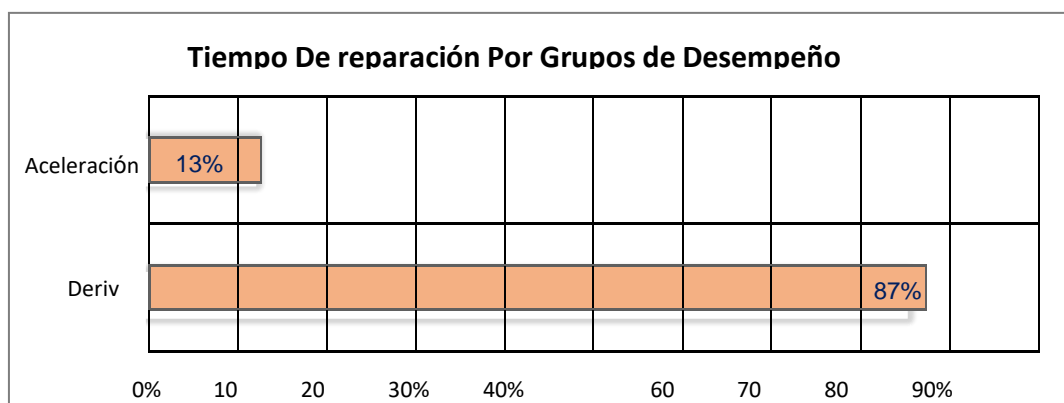


Elaboración: Los autores.

Por otro lado, se realizó el análisis del tiempo de reparación en función de los componentes ya sea estructurales o no, como se evidencia en la gráfica 95, donde se encontró que el tiempo de reparación en los componentes estructurales es de un 87% del tiempo total de reparación de la estructura equivalente a 137 días, mientras que el tiempo de reparación de los componentes no estructurales es un 13% equivalente a 21 días de tiempo de reparación.

Figura 95.

Tiempo de reparación en porcentaje en base a grupos de desempeño



Elaboración: Los autores (2022).

Finalmente, de lo analizado y acorde a lo presentado con la tabla 45 para un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años, se estima un tiempo

de reparación de la estructura de 158 días, donde el 87% del tiempo es destinado a los componentes estructurales mientras que el 13% a los componentes noestructurales. Asimismo, acorde a la figura 93, se determinó que el piso crítico de reparación es correspondiente al primer nivel con un tiempo de reparación de 40 días equivalente al 25% del tiempo total de reparación de la estructura.

5.4. Probabilidad de heridos en un diseño estructural según metodología FEMA P-58.

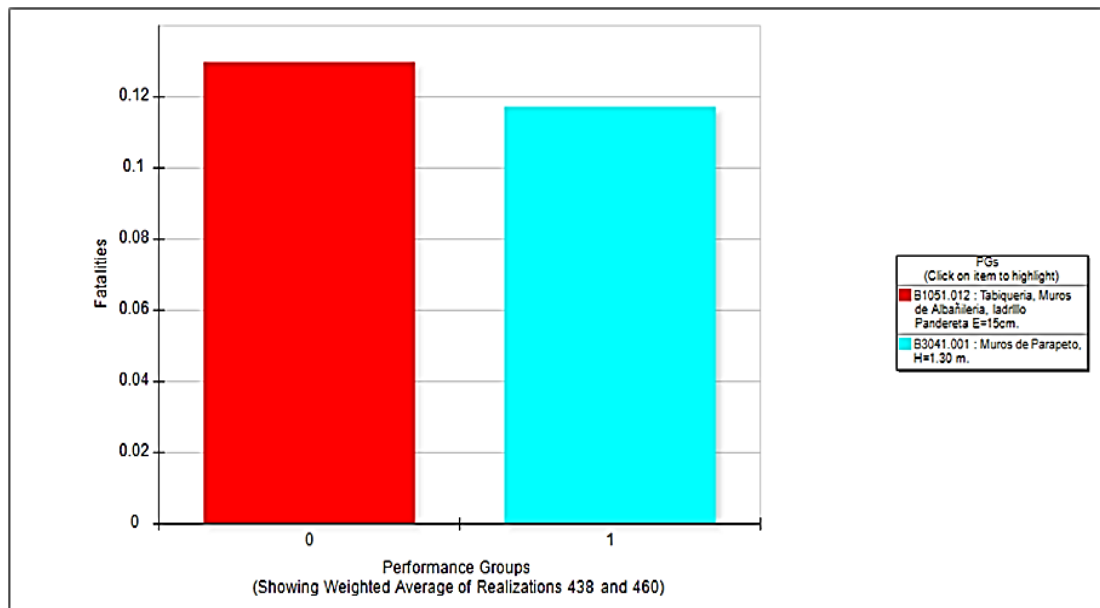
Para la estimación de la probabilidad de heridos y fatalidades se estimó en base el ratio de fatalidad y seguridad que se definieron y se ingresaron al PACT, así mismo se realizó la simulación para un sismo cuyo periodo de retorno el igual a 475 años. De las cuales se obtuvo lo siguiente.

Fatalidades

Las fatalidades encontradas están en función de los muros de albañilería, debido a que son más sensibles a sufrir daños más extensivos y causar pérdidas de vidas humanas. Sin embargo, como se muestra en la figura 96 existen cero fatalidades una fatalidad de 0.12, un valor menor a la unidad por lo cual los efectos de fatalidades para la estructura son despreciables y demuestra la buena capacidad de desempeño de la estructura dado que no hay elementos estructurales que comprometan la seguridad de los ocupantes y se dio por el grupo de desempeño de mampostería no reforzada.

Figura 96.

Fatalidades en función de los grupos de desempeño.



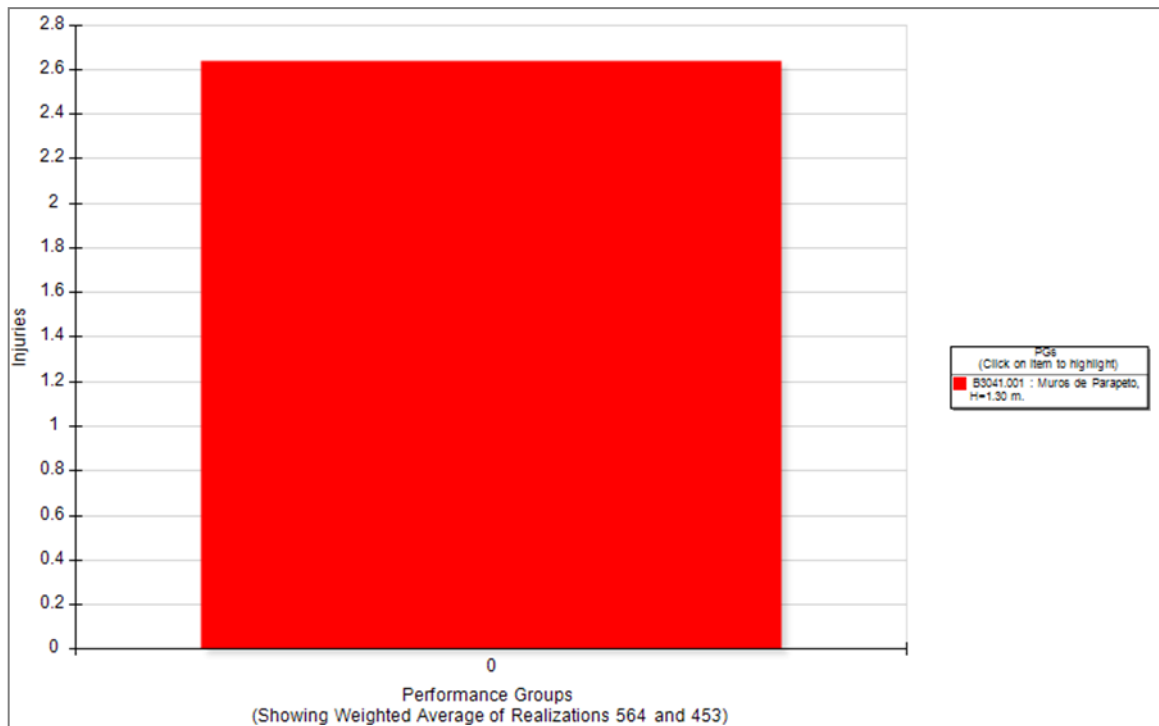
Elaboración: Los autores.

Heridos

La cantidad de heridos presentados en la figura 97 evidencian que se dan solamente por elementos no estructurales que pueden dañar la integridad de las personas al caer sobre ellas. En este caso existen 3 personas heridas lo que, donde las causantes mayores de estas heridas son la mampostería no reforzada, cabe aclarar que esta cantidad de heridos no se consideraron otros efectos de grupos de desempeño como, elementos de iluminación, instalaciones eléctricas, entre otros. De tal modo que estas cifras pueden aumentar en base a estudios más precisos que relacionen la seguridad de ocupantes en función de elementos no estructurales ante un movimiento sísmico.

Figura 97.

Heridos en función de los grupos de desempeño.



Elaboración: Los autores.

La tabla 47 resume, la cantidad de heridos y fatalidades en base a los grupos de que causaron fatalidades y heridos.

Tabla 47.

Elementos de la estructura que causaron Fatalidades y heridos

Grupos de desempeño que causaron daño	Fatalidades	Heridos
B3041.001: Muros de Parapeto H=1.30 m	0	
B1051.02: Tabiquería, Muros de Albañilería, Ladrillo pandereta E=15 cm	0	3
Total, de Heridos y Fatalidades	0	3

Elaboración: Los autores.

CAPÍTULO VI

DISCUSIÓN

6.1. Discusión de hipótesis

Luego de analizar los resultados de la presente investigación mediante histogramas y tablas que representan los daños de los elementos estructurales y no estructurales de la edificación ante un evento sísmico, se estimó la capacidad de resiliencia sísmica de la edificación sobre la base de criterios de costo y tiempo de reparación probable, así como el número de fatalidades y heridos. Por lo que las hipótesis son válidas.

Si bien los resultados obtenidos indican que la estructura satisface los objetivos de desempeño básicos establecidos al iniciar el proceso de diseño, cuestionamos algunos procedimientos de la metodología empleada. Primero, porque, si bien FEMA P-58 proporciona estimaciones de pérdidas financieras directas y tiempo de reparación debido a daños por terremoto, no calcula el tiempo de inactividad de la instalación, que puede ser mucho más largo que el tiempo de reparación. Segundo, la metodología empleada se basa en un único parámetro de demanda estructural global desplazamiento; así, ignora el daño local en cada uno de los componentes de la estructura. En ese sentido se debe complementar estos análisis con otras metodologías y estudios en desarrollo que aborden las limitaciones de la metodología FEMA P-58.

A continuación, se interpretan los resultados de la hipótesis general y específica de la investigación.

6.1.1. Contrastación de hipótesis general

HG: El diseño estructural según la metodología FEMA P-58 optimiza la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

La resiliencia sísmica de la vivienda multifamiliar, diseñada en base a la metodología FEMA P-58, alcanzó una optimización mínima del 9% en costo de reparación, 66 días en el tiempo de reparación y una persona menos en el número de heridos. Por lo que, esta hipótesis es válida (Ver tabla 48).

Tabla 48.

Discusión hipótesis general

Hipótesis general	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observación
El diseño estructural según la metodología FEMA P-58 optimiza la capacidad de resiliencia sísmica en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.	Metodología FEMA P-58	La resiliencia sísmica de la vivienda multifamiliar, diseñada en base a la metodología FEMA P-58, alcanzó una optimización mínima del 9% en costo de reparación, 66 días en el tiempo de reparación y una persona menos en el número de heridos	La hipótesis general es válida , debido a que se estimó que la capacidad de resiliencia sísmica se optimizó en sus tres unidades de medida

Elaboración: Los autores.

6.1.2. Contrastación de hipótesis específicas

H1: El costo de reparación, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor al 10% del costo de inversión total para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

El costo de reparación estimado para la vivienda multifamiliar después de someterse a un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años es de US\$21,000.00, el cual representa a un 7% de la inversión inicial. Por lo que, esta hipótesis es válida (Ver tabla 49).

Tabla 49.

Discusión de Hipótesis específica 1

Hipótesis general	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observación
El costo de reparación, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor al 10% del costo de inversión total para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.	Metodología FEMA P-58	El diseño estructural según la metodología FEMA P-58 estimó que el costo de reparación es menor al 10% de la inversión inicial, después de un evento sísmico en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.	La hipótesis 1 es válida , debido a que se estimó que el costo de reparación es igual al 7% del costo total de la edificación

Elaboración: Los autores.

H2: El tiempo de reparación, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor a 6 meses de inversión total para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia

y departamento Lima.

El tiempo de reparación estimado para la vivienda multifamiliar después desometerse a un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años es de 5.3 meses equivalente a 159 días, el cual resulta menor a 6 meses. Por lo que, esta hipótesis es válida (Ver tabla 50).

Tabla 50.

Discusión de Hipótesis específica 2.

Hipótesis general	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observación
El tiempo de reparación, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor a 6 meses de inversión total para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.	Metodología FEMA P-58	El diseño estructural según la metodología FEMA P-58 estimó que el tiempo de reparación es menor a 6 meses después de un evento sísmico en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima	La hipótesis 2 es válida , debido a que se estimó que el tiempo de reparación es igual a 159 días

Elaboración: Los autores.

H3: La cantidad de heridos, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor a 7 heridos para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.

La cantidad de heridos estimada para la vivienda multifamiliar después de someterse a un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años es de 3 heridos. Por lo que, esta hipótesis es válida.

Tabla 51.

Discusión de Hipótesis específica 3.

Hipótesis general	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observación
La cantidad de heridos, en un diseño estructural según la metodología FEMA P-58 será menor a 7 heridos para una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.	Metodología FEMA P-58	El diseño estructural según la metodología FEMA P-58 estimó que la cantidad de heridos es menor a 7 después de un evento sísmico en una vivienda multifamiliar de 6 niveles en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima.	La hipótesis 3 es válida , debido a que se estimó que la probabilidad de heridos es igual a 3.

Elaboración: Los autores.

6.2. Discusión de antecedentes

Con los resultados obtenidos en la investigación se procede a contrastar con antecedentes internacionales y nacionales.

6.2.1. Contrastación con antecedentes internacional

Aveiga, G. & Carvajal V. (2018) en su investigación “Análisis de pérdidas y estimación de daños utilizando la herramienta PACT del FEMA P-58, en una edificación ubicada en la ciudad de Quito”. Investigación para optar el título de ingeniero civil, universidad Central del Ecuador, determinó que una estructura con pórticos de hormigón armado, frente a un eventual sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años, tiene un desempeño donde el costo de reparación es de 13.71% del costo de reposición, no existió fatalidades, pero sí 5 heridos y el tiempo de rehabilitación fue de 7 meses. Los resultados de esta investigación contrastan en que mediante el uso de la metodología FEMA P-58 y sus herramientas, se satisfacen los objetivos de resiliencia establecidos para el diseño estructural realizado (Ver tabla 52).

Tabla 52.

Contrastación con los antecedentes internacional.

Antecedente Internacional	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observaciones
Aveiga, G. & Carvajal V. (2018) en su investigación “Análisis de pérdidas y estimación de daños utilizando la herramienta PACT del FEMA P-58, en una edificación ubicada en la ciudad de Quito”, Ecuador	Metodología FEMA P-58	Una estructura con pórticos de hormigón armado, frente a un eventual sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años, tiene un desempeño donde el costo de reparación es de 13.71% del costo de reposición, no existió fatalidades, pero sí 5 heridos y el tiempo de rehabilitación fue de 7 meses.	Los resultados coinciden en que mediante el uso de la metodología FEMA P-58 y sus herramientas, se satisfacen los objetivos de resiliencia establecidos para el diseño estructural realizado.

Elaboración: Los autores.

6.2.2. Contrastación con antecedente nacional

Perez, C & Torres, R (2022) en su investigación “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables”. Investigación para optar el título de magister de Ingeniería Civil, universidad Pontificia Universidad Católica del Perú, determinó la respuesta sísmica de una edificación para distintos niveles de peligro sísmico, desde la perspectiva de

costos de reparación, determinó que los costos de reparación esperados respecto al costo total del edificio son inferiores al 50% para los 8 niveles de peligro sísmico analizado. Ante la ocurrencia de un sismo cuyo periodo de retorno es de 475 años se espera una pérdida de US\$700,872, un tiempo de restauración y reocupación mayor a seis meses, y posibilidad de lesiones en los ocupantes. Los resultados de esta investigación contrastan la importancia del uso de la metodología FEM P-58, pues concluye indicado que la evaluación del desempeño sísmico a partir de costos de reparación presenta ventajas respecto a la metodología planteada por SEAOC ya que, permite identificar el daño en cada uno de los componentes de la estructura, así como parámetros cuantificables del desempeño.

Tabla 53.

Contrastación con los antecedentes nacional.

Antecedente Nacional	Métodos aplicados	Resultados obtenidos	Observaciones
<p>Perez, C & Torres, R. (2022) en su investigación “Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables”</p>	<p>Metodología FEMA P-58</p>	<p>Determinó que los costos de reparación esperados respecto al costo total del edificio el costo de reparación es igual al 17% del costo total del edificio, además se estableció el tiempo estimado de restauración y reocupación será mayor a seis meses, y que existe la posibilidad de lesiones en los ocupantes</p>	<p>Los resultados coinciden en la importancia del uso de la metodología FEM P-58, pues concluye indicado que la evaluación del desempeño sísmico a partir de costos de reparación presenta ventajas respecto a la metodología planteada por SEAOC ya que, permite identificar el daño en cada uno de los componentes de la estructura, así como parámetros cuantificables del desempeño.</p>

Elaboración: Los autores.

CONCLUSIONES

1. Se realizó el diseño estructural según la metodología FEMA P-58 alcanzando una optimización en la capacidad de resiliencia de la vivienda multifamiliar de 6 niveles ubicada en el distrito Santiago de Surco - provincia y departamento Lima. El costo de reparación se redujo en US\$29,700.00, lo cual representa una reducción del 9% respecto al costo total de la edificación. Asimismo, el tiempo de reparación disminuyó en 2.2 meses. Además, respecto a cantidad heridos se tuvo la probable reducción de un herido. Finalmente, a partir de esto se indica que los involucrados en este proyecto son conocedores de los probables tiempo y costo de recuperación, así como de los posibles heridos y fatalidades; por ende, de la capacidad de recuperación de la edificación durante su vida útil tras sufrir un eventual sismo, cuyo periodo de retorno es igual a 475 años.
2. Por un lado, realizando el diseño estructural según metodología FEMA P-58 se determinó que el costo de reparación de la vivienda multifamiliar de 6 niveles ante un eventual sismo, cuyo periodo de retorno es igual a 475 años es igual a US\$ 21,000.00, el cual representa un 7% del costo total de la edificación, valor que según sistemas de calificación de resiliencia representa un daño que podría impedir la reocupación hasta que el edificio será reparado. Por otro lado, tomando en cuenta que el objetivo de resiliencia establecido al iniciar el diseño estructural, costo de reparación menor al 10% del costo total, se satisface el objetivo de rendimiento establecido.
3. Asimismo, realizando el diseño estructural según metodología FEMA P-58 se determinó que el tiempo de reparación de la vivienda multifamiliar de 6 niveles ante un eventual sismo, cuyo periodo de retorno es igual a 475 años, es de 5.3 meses, valor que según sistemas de calificación de resiliencia representa un daño que podría impedir la reocupación hasta que el edificio será reparado. Por otro lado, tomando en cuenta que el objetivo de desempeño establecido al iniciar el diseño estructural, tiempo de reparación menor a 6 meses, se

satisface el objetivo de rendimiento establecido.

4. Finalmente, realizando el diseño estructural según metodología FEMA P-58 se determinó que la cantidad de heridos en una vivienda multifamiliar de 6 niveles ante un eventual sismo, cuyo periodo de retorno es igual a 475 añoses de 3 personas heridas. Valor que para el caso de heridos representa una reducción de cuatro heridos, valor que según sistemas de calificación de resiliencia representa un daño producido por caída de componentes más no por el colapso estructural. Por otro lado, tomando en cuenta que el objetivo de desempeño establecido al iniciar el diseño estructural, menor a 7 heridos, se satisface el objetivo de rendimiento establecido.

RECOMENDACIONES

1. Implementar la metodología FEMA P-58 al realizar el diseño estructural, pues el diseñador podrá establecer objetivos de resiliencia, es decir otorgará la capacidad a la población de recuperarse rápidamente después de un gran terremoto en el futuro, pues si bien el código de construcción garantiza que la pérdida de vidas será mínima después de un terremoto, no aborda otros objetivos de resiliencia como el costo de reparación, tiempo de reparación y fatalidades y heridos.
2. Considerar nuevas formas de adaptar la metodología a la realidad peruana debido a que la herramienta PACT que ofrece FEMA P-58 no tiene todas las funciones de fragilidad de los materiales que generalmente se utilizan en el Perú, es necesario que se realicen investigaciones para adquirir las distintas curvas de fragilidad que requiere el software para estimar el costo de reparación más precisos.
3. Realizar un estudio y evaluación de cómo afectaría a los servicios públicos de la realidad peruana un terremoto de gran magnitud, ya que FEMA P-58 no toma en cuenta estas interrupciones al evaluar el tiempo de reparación.
4. Incorporar a la normativa de Diseño Sismorresistente E.030, metodologías como el FEMA P-58, que permitan estimar otros niveles de resiliencia sísmica, pues el código actual no se centra en la resiliencia ante terremotos, el cual es de suma importancia para que la sociedad esté en la capacidad de recuperarse rápidamente después de un gran terremoto.
5. Promover y continuar con la investigación de metodologías de nueva generación para la evaluación y diseño basado en resiliencia sísmica de estructuras y su aplicación al entorno local.
6. Implementar en las universidades cursos en los que se investiguen y promuevan el uso de metodologías nuevas en el ámbito del diseño estructural, así se podrá adaptar a las normativas de diseño enfoques

holísticos de diseño, con planificación y evaluación más allá del código para lograr un rendimiento mucho mayor en las edificaciones.

FUENTES DE INFORMACIÓN

Almufti, I., Willford, M. (2013). *Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings*, Version 1.

American Society of Civil Engineers (2000a). *Fema 349, Estandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*.

American Society of Civil Engineers (2000b). *Fema 356, Estandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*

American Society of Civil Engineers. (2017). Asce standard, asce/sei, 41–17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. <https://sp360.asce.org/PersonifyEbusiness/Merchandise/Product-Details/productId/233163464n>

Applied Technology Council. (2006b). *Fema 445, Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines*. Program Plan for New and Existing Buildings

Applied Technology Council. (2018a). *Fema P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings*. Volume 1 – Methodology, second edition.

Applied Technology Council. (2018b). *Fema P-58-2, Seismic Performance Assessment of Buildings*. Volume 2 – Implementation Guide, second edition.

Arones, A. & Sotelo, C. (2022). *Elección del modelo matemático de comportamiento no-lineal del elemento estructural viga-columna para el análisis sísmico de un pórtico de concreto armado* [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. <http://hdl.handle.net/10757/659997>

Aveiga, J. & Carbajal, J. (2018). *Análisis de pérdidas y estimación de daños utilizando la herramienta PACT del FEMA P58, en una edificación ubicada en la ciudad de Quito*. [Tesis de pregrado, Universidad Central de Ecuador]. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/17131>

Banco Bilbao Vizcaya Argentaria. (2019). New home and prime office market in Lima Metropolitana (no March). <https://www.bbvaresearch.com/publicaciones/peru-mercado-de->

[viviendasnuevas-y-oficinas-prime-en-lima-metropolitana/](#).

Centro de aprendizaje a distancia en Cajamarca (2020, 30 de enero). Perú se ubica en la zona denominada cinturón de fuego del Pacífico. <https://n9.cl/236r1>

Cremen, G., & Baker, J. W. (2018). "Improving FEMA P-58 Non-Structural Component Fragility Functions and Loss Predictions." *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17(4), 1941–1960. <https://acortar.link/UCIOoH>

Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, 4, 1–32.

Earthquake Engineering Research Institute (2000a). *FEMA 349 - Action Plan for Performance Based Seismic Design*.

Gutiérrez, J. (2021). *Evaluación del desempeño sísmico del hospital regional Eleazar Guzmán Barrón de Chimbote basado en la metodología FEMA P-58* [Tesis de Postgrado, Universidad Nacional de Ingeniería]. <https://acortar.link/h7xAKs>

Hirakawa, N., & Kanda, J. (1997). Estimation of failure costs at various damage states. En Summaries of technical papers of annual meeting of architectural institute of japan (Vol. 1, pp. 75–76).

Instituto Nacional de Defensa Civil (2017). Escenario sísmico para Lima Metropolitana y Callao: Sismo 8.8Mw

Masoumi, A., & Beheshti, S. (2020) Performance-Based Design through Implementation of FEMA P-58 Methodology in Developing Countries. *Open Journal of Earthquake Research*, 9(3), 255-272. [10.4236/ojer.2020.93015](https://doi.org/10.4236/ojer.2020.93015).

Miranda, E., y Aslani, H. (2003). Probabilistic response assessment for building-specific loss estimation. Pacific Earthquake Engineering Research Center.

Papadopoulos, A., Vamvatsikos, D. & Kazantzi, A. (2019). Development and Application of FEMA P-58 Compatible Story Loss Functions. *Revista Earthquake Spectra sobre Ingeniería Sísmica*. <https://journals.sagepub.com/doi/10.1193/102417EQS222M>

Paulay, T., & Prietsley, M. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and

masonry buildings". University of California, San Diego, USA: JOHN WILEY & SONS, INC.

Perez, C. & Torres, R. (2022). *Evaluación del desempeño sísmico de un edificio de muros estructurales de mediana altura en base a desplazamientos y costos de reparación probables* [Tesis de Postgrado, Pontificia Universidad Católica del Perú].

Porter, K., Farokhnia, K., Vamvatsikos, D., & Cho, I. (2014). Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements. Pavia: GEM Foundation.

Reyes, C. (2017). *Estimación de vulnerabilidad sísmica de vivienda social de 2pisos de muros de ductilidad limitada en la Costa Central del Perú* [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. <https://acortar.link/SZLiL3>

Ruiz, J. (2018) *Estimación de pérdidas por sismos mediante funciones de fragilidad analíticas: caso de dos pabellones universitarios del Cusco* [Tesis de Postgrado, Pontificia Universidad Católica Del Perú]. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/12064>

Saico, J. & Fructuoso, I. (UNSAAC 2021). *Análisis comparativo del desempeño sísmico de edificios de mediana altura con sistema estructural dual y Diagrid en Cusco* [Tesis de pregrado, Universidad Nacional San Antonio Abad de Cusco]. <http://hdl.handle.net/20.500.12918/5954>

Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2018). Normas del Reglamento Nacional de edificaciones E.030 Diseño Sismorresistente. Diario Oficial el peruano.

Silva, A., Castro J. & Monteiro R. (2020). A rational approach to the conversion of FEMA P-58 seismic repair costs to Europe, *Revista Earthquake Spectra sobre Ingeniería Sísmica*. <https://journals.sagepub.com/doi/abs/10.1177/8755293019899964>

Structural Engineering Institute & American Society of Civil Engineers. (2017). Asce standard asce. American Society of Civil Engineers

Tavera, H., y Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú.

Tavera, H. (7 de enero de 2022). *IGP: ¿Sabes cuántos años de silencio sísmico tiene Lima?* Andina. <https://andina.pe/agencia/noticia-igp-sabes-cuantos-anos-silencio-sismico-tiene-lima-857936.aspx>

Terán, A (2010). El futuro del diseño sismorresistente de las edificaciones de concreto reforzado: Una visión basada en la sustentabilidad. *Concreto y cemento. Investigación y desarrollo*, 2(1), 2-16. http://www.scielo.org.mx/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S2007-30112010000100001&lng=es&tlng=es.

Townsend, T. (2021). *International construction market survey 2021*.

Vamvatsikos, D., & Allin Cornell, C. (2006). Direct estimation of the seismic demand and capacity of oscillators with multi-linear static pushovers through IDA. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(9), 1097-1117.

Verki, A. & Aval, S. (2020). Performance-Based Design through Implementation of FEMA P-58 Methodology in Developing Countries. *Open Journal of Earthquake Research*, 9, <https://www.scirp.org/journal/paperinformation.aspx?paperid=99508>

Villaverde, R. (2007). Methods to assess the seismic collapse capacity of building structures: State of the art. *Journal of Structural Engineering*, 133(1), 1–23. <https://escholarship.org/uc/item/6wd9q518>

Westenenk, B., Llera, J.C., Jünemann, R., Hube, M., Besa, J., Lüders, C., Inaudi, J.A., Riddell, R., & Jordan, R.M. (2012). Analysis and interpretation of the seismic response of RC buildings in Concepción during the February 27, 2010, Chile earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11, 69-91.