

STRUCTURAL DESIGN FEMA P-58 METHODOLOGY TO ESTIMATE SEISMIC RESILIENCE IN A MULTI- FAMILY HOUSE IN LIMA - PERU

Genner Villarreal Castro⁽¹⁾, Robert Huamán Escobar⁽²⁾, Sandra Soplá Pinedo⁽³⁾

⁽¹⁾ Doctor (Ph.D) en Ingeniería Sismorresistente, Profesor Asociado, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de San Martín de Porres, Av. La Fontana 1250, Urb. Santa Patricia, La Molina, Lima, Perú.
gvillarrealc@usmp.pe

⁽²⁾ Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de San Martín de Porres, Av. La Fontana 1250, Urb. Santa Patricia, La Molina, Lima, Perú.
robertjuniorcmspp@gmail.com

⁽³⁾ Ingeniero Civil, Facultad de Ingeniería y Arquitectura, Universidad de San Martín de Porres, Av. La Fontana 1250, Urb. Santa Patricia, La Molina, Lima, Perú.
sandrasopla21@gmail.com

Received: February 2024. Accepted: April 2024
Published: May 2024

ABSTRACT

The Seismic Resistant Design Standard E.030 - 2018, has a prescriptive nature, therefore it does not ensure adequate seismic performance or resilience of a structure. This has caused other methodologies to be considered that allow the design and construction of buildings with a realistic understanding. Thus, in the present investigation, the structural design is carried out according to the FEMA P-58 methodology to optimize the seismic resilience capacity in a 6-story multifamily dwelling in the Santiago de Surco district - Lima province and department.

The investigation carried out: Firstly, an establishment of resilience objectives for the building under study, to later carry out a spectral modal seismic evaluation, structural design and static and dynamic nonlinear analysis of time history. All this to evaluate the seismic performance of the building; and determine if the established seismic resilience objectives were achieved, based on the cost of repair, 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 injuries equal to 3. In conclusion, the structural design according to the FEMA P-58 methodology allowed to optimize the seismic resilience capacity of the 6-story multi-family dwelling located in the Santiago de Surco district, regarding the resilience seismic obtained when designing with current design codes; since the repair cost was reduced by US\$29,700.00, which represents a reduction of 9% compared to the total cost of the building. Likewise, the repair time decreased by

2.2 months. In addition, regarding the number of injuries, there was reduction of one injury.

Keywords: Structural design, methodology, FEMA P-58, resilience, PACT.

DISEÑO ESTRUCTURAL CON LA METODOLOGÍA FEMA P-58 PARA ESTIMAR RESILIENCIA SÍSMICA EN UNA VIVIENDA MULTIFAMILIAR EN LIMA - PERÚ

RESUMEN

La Norma de Diseño Sismorresistente E.030 - 2018, tiene una naturaleza prescriptiva, por lo cual no asegura un desempeño o resiliencia sísmica 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 que 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 de Lima.

La investigación realizó: Primero un establecimiento de objetivos de resiliencia para la edificación en estudio, para luego realizar una evaluación sísmicamodal 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 de resiliencia sísmica 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 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 heridos se tuvo la reducción de un herido.

Palabras clave: Diseño estructural, metodología, FEMA P-58, resiliencia, PACT.

1. 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 Lima se predice un escenario cuyos efectos resultarían similares a lo sufrido en Chile (Banco, 2019). 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).

Ante lo indicado, la incorporación 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 P-58 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 P-58 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 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, fatalidades y heridos.

2. CASOS DE ESTUDIO

2.1. Descripción general

Se busca estimar y optimizar la capacidad de resiliencia sísmica de edificaciones regulares de concreto armado de altura variable típicas de nuestro país, ante un evento futuro de sismo raro, realizando diseños estructurales según la Metodología FEMA P-58, para la evaluación se consideran los lineamientos de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030-2018.

Las estructuras serán modeladas mediante el uso del software ETABS, la capacidad de resiliencia sísmica, en base al costo de reparación, cantidad reparación y cantidad de heridos, se calcula utilizando el software PACT.

2.2. Normativa

Las normas utilizadas para cumplir cada una de las etapas de la investigación y 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 E020 “Cargas”
- Norma E030 “Diseño Sismorresistente”
- Norma E050 “Suelos y Cimentaciones”
- Norma E060 “Concreto Armado”
- Norma E070 “Albañilería”

El cálculo de la respuesta desde el punto de vista dinámico será realizado a partir de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E030-2018. Asimismo, posterior al análisis para la verificación el diseño realizado se empleará la

metodología FEMA P-58 para poder determinar la capacidad de resiliencia sísmica en función de costos, tiempo, fatalidades y heridos.

2.3. Dimensiones en planta y elevación

Para el modelo en estudio, se toman en cuenta las siguientes dimensiones:

Planta

Longitud total en dirección "X" de 10 m

Longitud total en dirección "Y" de 20 m

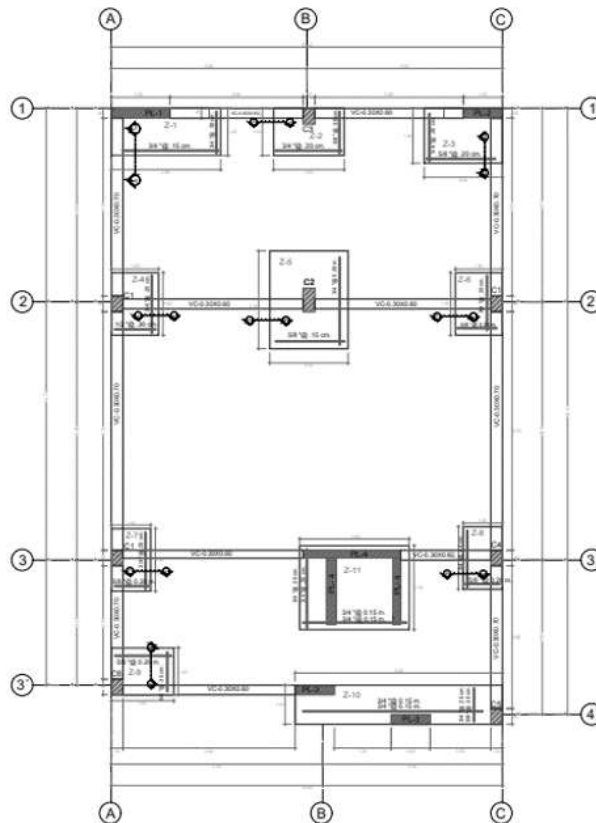


Figura 1. Geometría en planta tipo de las edificaciones

Elevación

Se estudiará un edificio de 6 pisos. La altura de entrepiso es de 2.6 m.

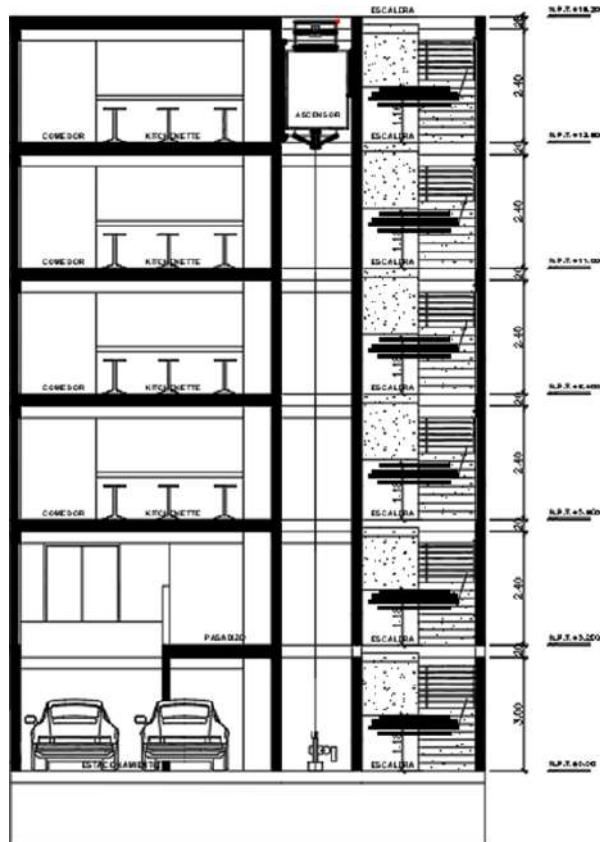


Figura 2. Geometría en elevación de la edificación

2.4. Secciones de elementos estructurales

Para la edificación en estudio se cuenta con geometría de elementos estructurales que cumplen con requisitos de pre-dimensionamiento para soportar cargas dinámicas.

Tabla 1. Sección de elementos estructurales en metros (Edificio de 6 niveles)

Nivel	Sección vigas		Sección columnas	
	Dirección X	Dirección Y	Externas	Internas
PISO 1	0.30 x 0.60	0.30 x 0.70	0.40 x 0.30	0.60 x 0.30
PISO 2	0.30 x 0.60	0.30 x 0.70	0.40 x 0.30	0.60 x 0.30
PISO 3	0.30 x 0.60	0.30 x 0.70	0.40 x 0.30	0.60 x 0.30
PISO 4	0.30 x 0.60	0.30 x 0.70	0.40 x 0.30	0.60 x 0.30
PISO 5	0.30 x 0.60	0.30 x 0.70	0.40 x 0.30	0.60 x 0.30
PISO 6	0.30 x 0.60	0.30 x 0.70	0.40 x 0.30	0.60 x 0.30

Para las losas de entrepiso y techo se considera una losa tipo nervada en dos direcciones vaciada in situ de 0.25 m de espesor.

2.5. Nivel de desplante de la fundación superficial

De acuerdo al perfil estratigráfico del suelo, se considera un nivel de desplante igual a 1.7m por debajo de la superficie del terreno para los dos tipos de suelo y para cada estructura estudiada en la investigación (Figura 3).

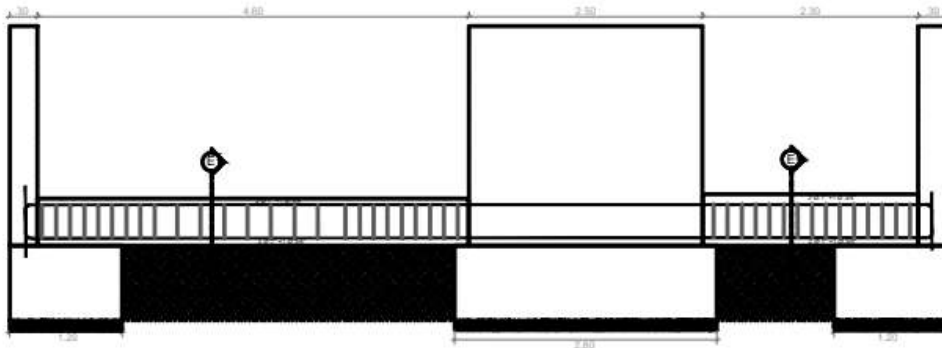


Figura 3. Cota de fundación el tipo de suelo y para cada estructura.

2.6. Cargas Gravitacionales

La acción gravitacional considerada sobre la edificación corresponde a las recomendaciones del código ASCE 7 – 10 y la NTE E-020.

2.7. Características de los materiales

Concreto f'_c : 21 MPa (Para vigas, columnas y losas).

Acero de refuerzo f_y : 420 MPa (Para vigas, columnas y losas).

Módulo de elasticidad del concreto E_c : $4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 23500$ MPa (Según código ACI 318-19).

2.8. Características del terreno de estudio

La velocidad de onda de corte (V_s) debe ser obtenida a través de un estudio en campo por medio de procedimientos como los ensayos geofísicos. Al no contar con este tipo de ensayos en la práctica común en edificaciones convencionales, es posible utilizar correlaciones en función del número de golpes de una prueba de penetración estándar. Para la investigación se emplea la ecuación propuesta por Lee (1990) para ambos tipos de suelo.

$$V_s = 57.4 N^{0.49} \quad (1)$$

Donde

N: Número de golpes de un ensayo SPT, corregido por el efecto de energía incidente.

El valor de módulo de corte dinámico máximo del suelo (G_{max}) fue estimado mediante la ecuación propuesta por Kramer (1996) y Seed et al. (1986).

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (2)$$

Donde

ρ : Densidad del material estimada como $\rho = P.U./g$. "g" es la aceleración de la gravedad equivalente a 9.81 m/s^2

V_s : Velocidad de onda de corte promedio del suelo m/s

Encontrándose así que a la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte (V_s) es de 879 m/s.

2.9. Consideraciones de Análisis

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 2 muestra estos componentes estructurales utilizados para la idealización de la estructura.

Tabla 2. 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.

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 3 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 3. Cargas muertas consideradas

Elementos	Peso específico/ Peso por unidad de 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

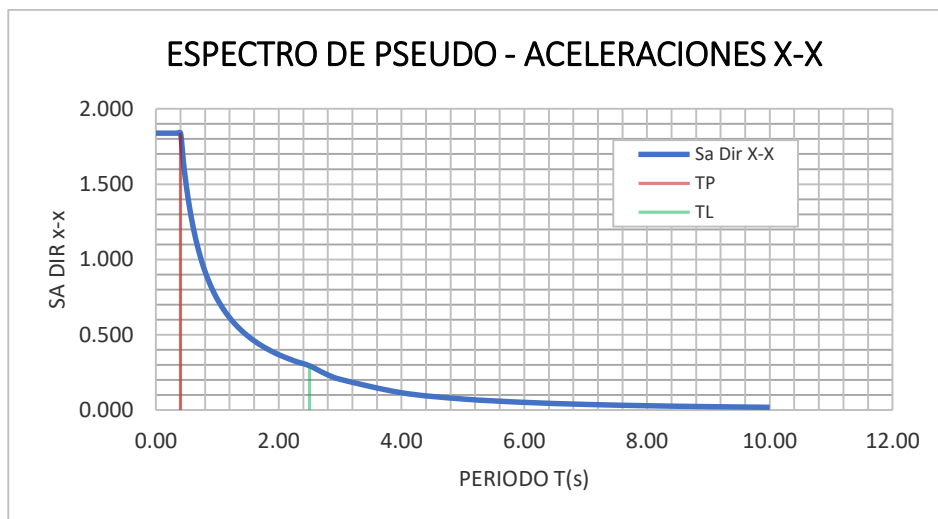
Por otro lado, para la idealización de la estructura, se tomó en cuenta las consideraciones mostradas en la tabla 4.

Tabla 4. 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 a la relación de aspecto de la planta ($L/D > 4$).
Conexión entre elementos	Las vigas chatas en sus extremos se biarticulan. Se rotulan los muros delgados o los extremos de vigas perpendiculares.

2.10. Acción sísmica

La acción sísmica en dirección X y en dirección Y será modelada mediante el uso de espectros de diseño desarrollados según la Norma E030, para el tipo de suelo del caso en estudio. A continuación, en las figuras 4 y 5 se muestran los espectros que serán incluidos en el modelo estructural.

**Figura 4** Espectro de diseño en dirección X

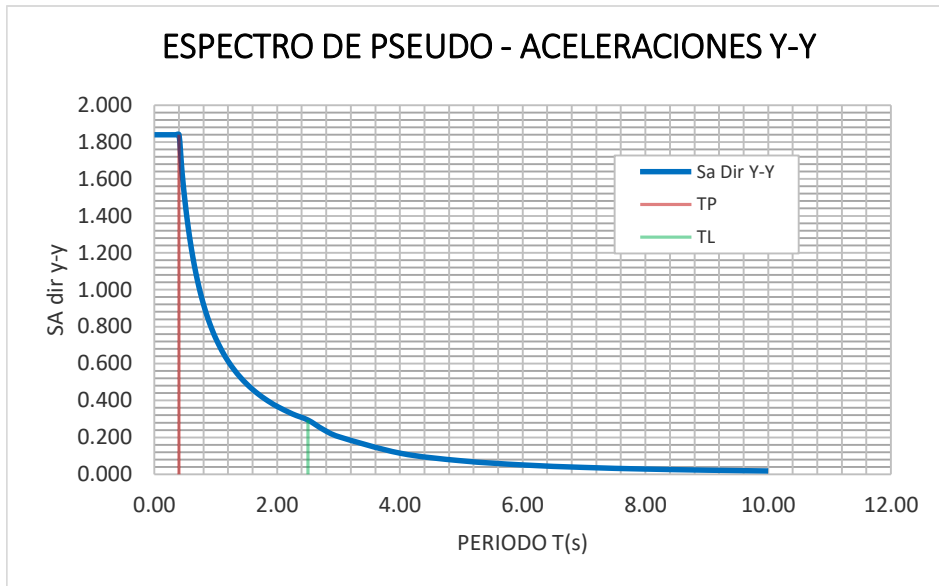


Figura 5 Espectro de diseño en dirección Y

Los factores que se incluyeron para obtener los espectros en X e Y según la E030 son:

Tabla 5. Factores para espectro de diseño arena densa y arcilla blanda

Factor de zona	Z	0.45	0.45
Factor de suelo	S	1.00	1.00
Periodo corto	T_P	0.40	0.40
Periodo Largo	T_L	2.50	2.50
Factor de uso	U	1.00	1.00
Coefficiente básico de reducción	R_0	6	6
Irregularidad estructural en altura	I_a	1.00	1.00
Irregularidad en planta	I_p	1.00	1.00
Coefficiente de reducción de las Fuerzas sísmicas	$R=R_0 \times I_a \times I_p$	6	6

3. ANÁLISIS SÍSMICO

3.1. Análisis sísmico lineal

3.1.1. Análisis estático

En la presente investigación, el análisis estático se realizó siguiendo los lineamientos de la Norma E030, en cada dirección de análisis. El método representa las solicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación. Realizar este análisis permite obtener el valor de la fuerza cortante estática en la base, la cual estará determinada por la siguiente expresión matemática, tal y como está indicado en la Norma E030.

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

Tabla 6. Análisis Estático Dir. 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

Tabla 7. Análisis Estático Dir. Y

Análisis Sísmico Estático o De Fuerzas Estáticas Equivalentes			
Dirección 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)		7.000
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

3.1.2. Análisis dinámico

Para las edificaciones en estudio se utilizó el análisis dinámico por combinación modal espectral según lo especificado en la Norma E030.

3.1.3. Cortante dinámico $V_{DINÁMICO}$

El cortante dinámico fue determinado mediante el análisis sísmico dinámico modal espectral realizado para cada dirección de análisis. A partir de ello se obtuvo el valor de las fuerzas cortantes en la base, estos resultados se muestran en la tabla 8.

Tabla 8. Fuerza Cortante $V_{dinámico}$

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

3.1.4. Verificación del cortante en la base

Para la obtención de la fuerza cortante de diseño se verificó según el numeral 4.6.4 de la Norma E030 que la fuerza cortante en la base, obtenida a partir del análisis sísmico dinámico modal espectral ($V_{DINÁMICO}$) sea por lo menos el 80% de la fuerza cortante en la base obtenida a partir de un análisis estático lineal ($V_{ESTÁTICO}$), caso contrario será necesario escalar por un factor ($V_{ESTÁTICO}/V_{DINÁMICO}$) a la fuerza cortante dinámica para alcanzar el valor mínimo de fuerza cortante basal requerido. En la tabla 9 se muestra este factor de escalamiento corregido según como se estipula en el artículo 29 de la Norma E030.

Tabla 9. Fuerza Cortante Diseño

Fuerza Cortante de Diseño - Artículo 29.4 Norma E030		
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

3.1.5. Control de derivas

Las normas de diseño sismorresistente presentan valores de deriva límites que no deben ser excedidos al realizar un análisis sísmico, dichos valores están directamente relacionados con el grado de daño que un sistema estructural puede soportar ante un evento sísmico. La expresión matemática para el cálculo del desplazamiento relativo se obtiene de la siguiente forma:

$$\Delta = \frac{\delta_i - \delta_{i-1}}{h_i} \tag{3}$$

Donde:

- δ_i : Desplazamiento del piso analizado (m)
- δ_{i-1} : Desplazamiento de un piso anterior (m)
- h_i : Altura de entrepiso (m)

Según la Norma E030, el valor de deriva límite para estructuras de concreto armado no debe exceder el valor de 0.007.

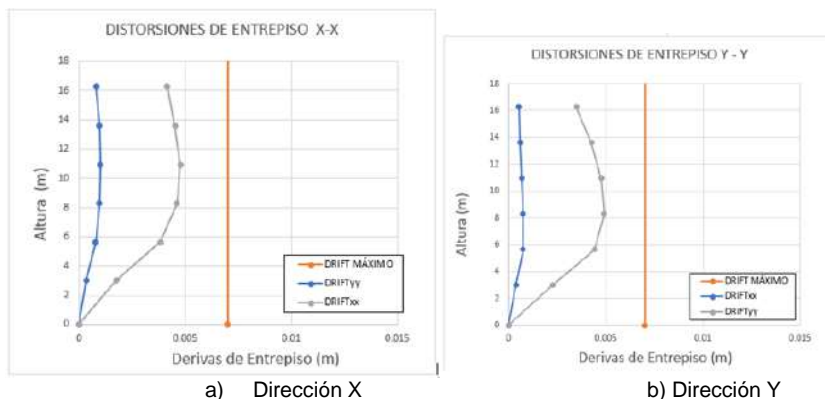


Figura 6. Derivas de piso para cada dirección de análisis a) Dirección X b) Dirección Y

3.1.6. Verificación de irregularidades

Los factores de irregularidad se determinarán como el menor de los valores de la Tabla N°8 y N°9 del artículo 3.6 de la norma E030, correspondiente a las irregularidades estructurales existentes en altura y planta, en las dos direcciones de análisis. Por otro lado, en caso se obtuvieran valores distintos a la unidad de los factores I_a o I_p para las dos direcciones de análisis, se deberá tomar para cada factor el menor valor entre los obtenidos para las dos direcciones.

Tabla 10. Irregularidades en Altura (I_a)

Irregularidades en altura		
Irregularidades de Rigidez-Piso blando	[0.75]	1
Irregularidad de Resistencia -Piso débil	[0.75]	1
Irregularidades Extrema de Rigidez	[0.5]	1
Irregularidad Extrema de Resistencia	[0.5]	1
Irregularidades de Masa o Peso	[0.9]	1
Irregularidad de Geometría Vertical	[0.9]	1
Discontinuidad en los sistemas resistentes	[0.9]	1
Discontinuidad Extrema en los sistemas resistentes	[0.6]	1
Irregularidades en altura [I_a] X - X =		1
Irregularidades en altura [I_a] Y - Y =		1

Tabla 11. Irregularidades en Planta (I_p)

Irregularidades en planta		
Irregularidad Torsional	[0.75]	1
Irregularidad Torsional extrema	[0.60]	1
Esquinas entrantes (Cumplir ambas direc.)	[0.9]	1
Discontinuidad en Diafragma	[0.85]	1
Sistemas No Paralelos	[0.8]	1
Irregularidades en planta [I_p] X - X =		1
Irregularidades en planta [I_p] Y - Y =		1

3.1.7. 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 12).

Tabla 12. Verificación 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%

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.

3.2. Análisis sísmico no lineal

El análisis no lineal se realizó teniendo en cuenta el modelo no lineal de la estructura, para lograrlo se modeló 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 materiales y de los elementos estructurales además se asignaron modelos de plasticidad tanto de tipo rótula concentrada como tipo fibra.

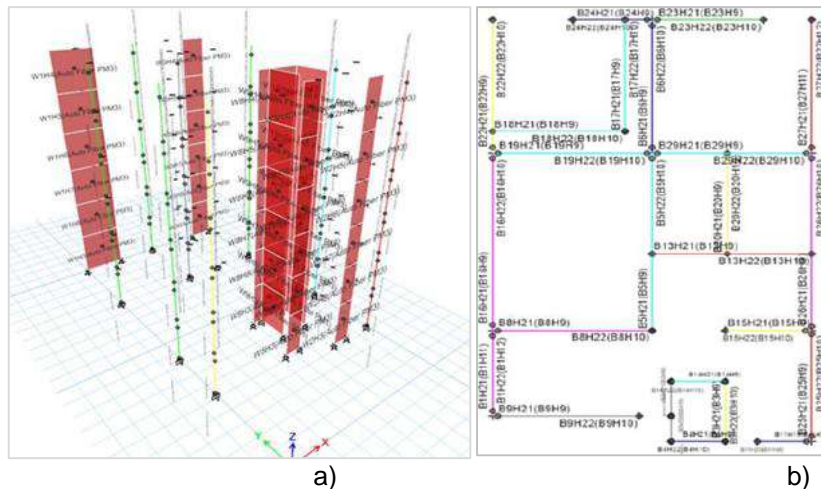


Figura 7. Modelamiento No lineal a) Asignación Modelamiento Tipo Fibra b) Asignación Rotula Concentrada

3.2.1. Análisis Pushover

Para realizar el Análisis estático no lineal se tuvo en consideración los siguientes aspectos:

- El caso 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 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 nivel 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.

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 8.

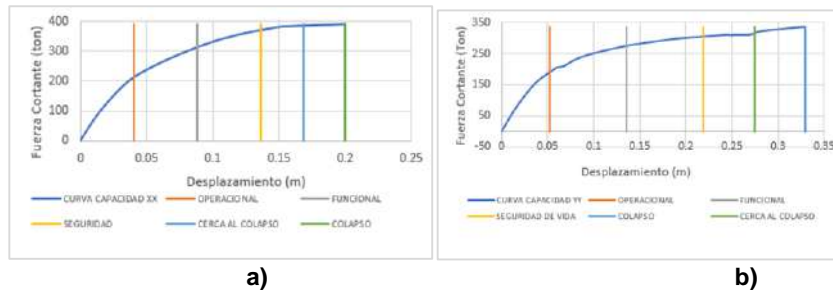


Figura 8. Derivas de piso para cada dirección de análisis a) Dirección X b) Dirección Y

El desempeño de la estructura, en base a lo establecido por Structural Engineers Association of California (SEAOC), para el caso de la curva de capacidad en la dirección de análisis YY, se establece que el desempeño estructural alcanzado para la estructura estudiada es funcional, con un valor de fuerza cortante de 269.95 ton y 12.96 cm de desplazamiento. Por otro lado, en la dirección de análisis XX, el 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 donde se indica que, para estructuras convencionales sometidas a sismos raros, se debería obtener un nivel de desempeño esperado al de resguardo de vida

3.2.2. Análisis Tiempo Historia

3.2.2.1. Selección de Registros

Para realizar el análisis No lineal Tiempo Historia se siguieron los lineamientos presentados en el FEMA P58, la normativa 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 13, se presentan los registros seleccionados para esta investigación, los cuales son de tipo de suelo S1 y falla por subducción:

Tabla 13. Cuadro de 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

3.2.2.2. Tratamiento y Corrección

Lo registros que se utilizaron en la presente investigación fueron corregidos por línea base y por filtrado, con el uso del software Seismosignal.

3.2.2.3. Niveles de Intensidad

En la determinación del espectro objetivo utilizado para realizar el escalamiento del registro, los lineamientos de la metodología FEMA P-58, establece la determinación de ocho niveles de intensidad de Peligro Sísmico Uniforme, sin embargo en la investigación se centra en el estudio frente a un sismo de diseño, el código actual de diseño sismorresistente en la normativa peruana plantea 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.

3.2.2.4. Escalamiento de Registros

Para realizar el escalamiento de los registros al espectro objetivo definido y acorde con 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 escalar va desde $0.2x(0,464) = 0.0908$ seg a $2x (0.522) = 1.044$ seg.

3.2.2.5. Consideraciones

Las consideraciones que se tuvieron al momento de realizar el análisis no lineal tiempo historia fueron las 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 asociadas a un caso de gravedad, el cual es correspondiente al 100% Carga muerta y 25% Carga viva
- Se usó el método de integración implícito correspondiente a Hilber-Hughes-Taylor, los cuales poseen como parámetros γ y β a los valores 0.5 y 0.25, respectivamente. Estos valores permitieron que el método usado sea preciso y estable en la obtención de la respuesta sísmica de segundo orden.
- 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.

3.2.2.6. Resultados del Análisis

Los resultados obtenidos acorde al nivel de peligro sísmico se presentan en las tablas 14 al 19. Los resultados extraídos fueron en bases 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 realizar la evaluación de la estructura en el Software PACT

Tabla 14. Derivas de Entrepiso Dirección EW

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

Tabla 15. Derivas de Entrepiso Dirección NS

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

Tabla 16. 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

Tabla 17. 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

Tabla 18. 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

Tabla 19. 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

4. 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 especificadas 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.

4.1. Elementos Bajo Solicitaciones Sísmicas

4.1.1. Diseño de Vigas

Se realizó teniendo en consideración las combinaciones por sismo que se presentaron y 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 9.

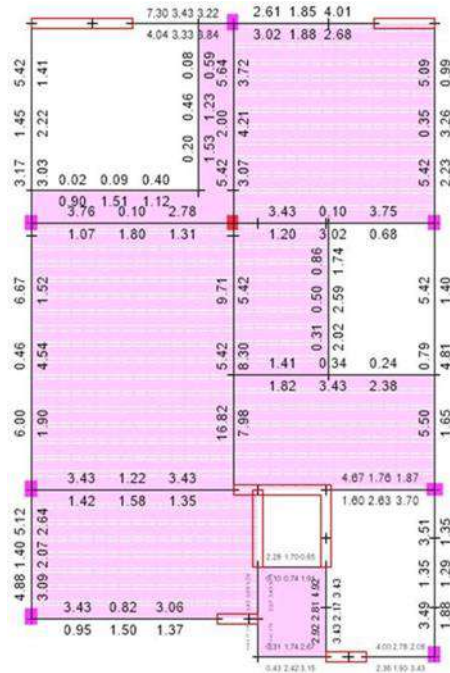


Figura 9. Acero para el refuerzo longitudinal

- 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 $\text{Ø}3/8''$ a $d/4$ en una longitud de $2h$ a ambos extremos de la luz libre de las vigas.

4.1.2. 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 sometida. Asimismo, se verificó que las cuantías de acero se encuentren en un rango de 1% a 3%, a continuación, se muestra en la tabla 20 los tipos de columnas con sus respectivas cuantías de acero:

Tabla 20. 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

- Diseño por cortante y capacidad

Para el diseño se tuvo en cuenta lo estipulado en la Norma 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 21 muestra los estribos de confinamiento en base a estos criterios.

Tabla 21. 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 varillalongit.	15.2	20	13	13	13	13	Estribos @ 10 cm
	La mitad de la menor dimensión	20	20	20	20	20	20	
	10 cm	10	10	10	10	10	10	
Estribos Fuera de Zona de Confinamiento	6 veces diámetro de varillalongit.	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	

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 $\varnothing 3/8$ " de diámetro. La distribución será 6@0.10, resto@0.25, para todas las columnas.

4.1.3. Diseño de Placas

El Diseño de placas se realizó teniendo en consideración los efectos sísmicos bajo las combinaciones de carga sísmica planteadas. Además, para la resistencia a flexo compresión de las placas se consideró los límites sobre la longitud de los núcleos de confinamiento del muro de concreto armado, establecidos por la Norma Peruana E.060. A partir de esto, se tuvieron 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 lo indicado en 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 $V_c = A_{cw}(\alpha\sqrt{f_c})$, no sea superado por la cortante última sometida al muro, donde α 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.

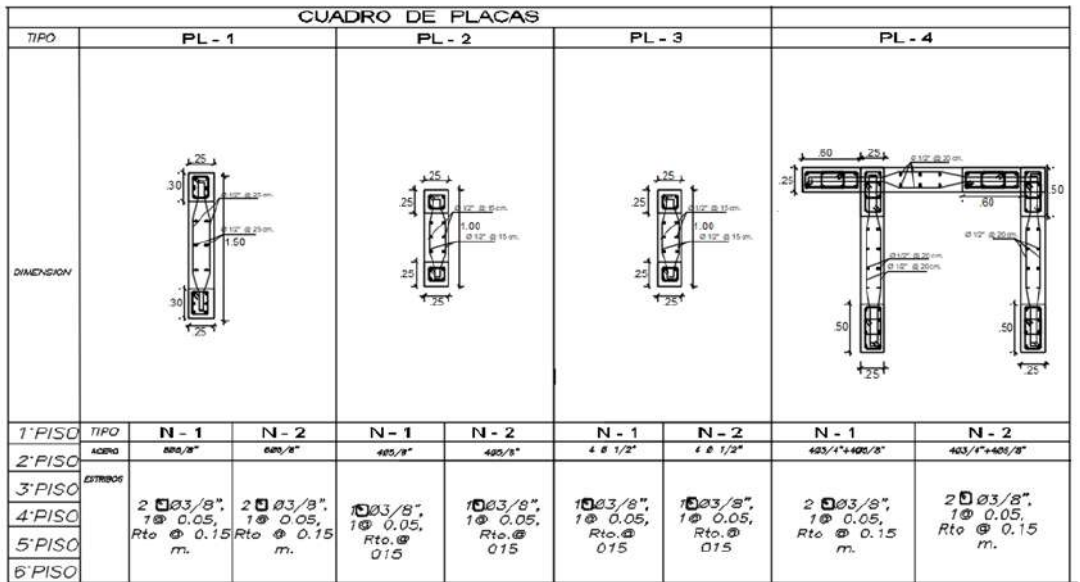


Figura 10. Acero para Placas

4.2. Elementos Bajo Cargas de Gravedad

4.2.1. 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 inecuación: $\phi V_c \geq V_u$, Donde V_c fue calculado como $\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$, siendo "bw" el ancho de escalera igual a 1.20 m.

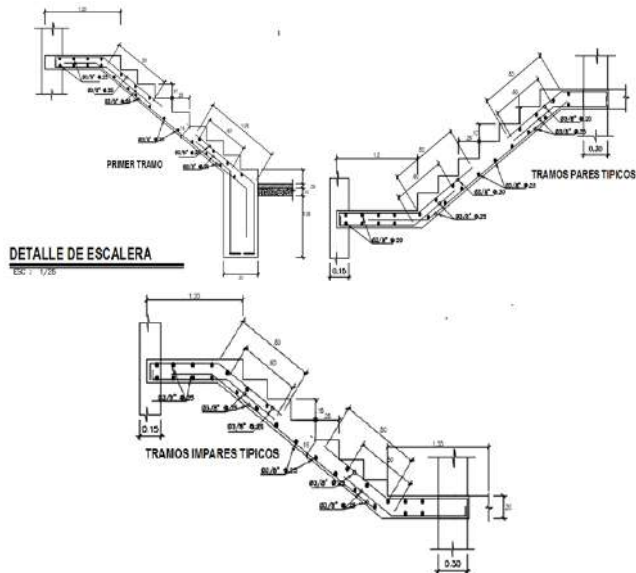


Figura 11. Acero en Escaleras

4.2.2. Diseño de Losas

Para el análisis y diseño de losas se realizó teniendo en cuenta 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 a lo 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 a 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 bw el valor del ancho de losa y el valor de "d" el peralte de la misma. De esta manera se realizó la comparación de los cortantes últimos con el valor de Vc, en donde 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 $\phi 1/4" @ 0.25$ m.

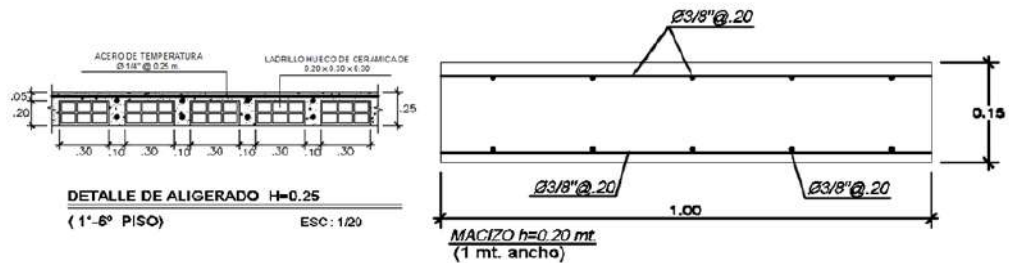


Figura 12. Acero en Losas

5. ESTIMACIÓN DE RESILIENCIA SÍSMICA SEGÚN METODOLOGÍA FEMA P-58.

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

5.1. 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 13.

Project Info	Building Info	Population	Component Fragilities	Performance Groups	Collapse Fragility	Structural Analysis Results	Residual Drift	Hazard Curve
Project ID:	DISEÑO ESTRUCTURAL SEGUN METODOLOGIA FEMA P58							
Building Description:	ESTRUCTURA DE CONCRETO ARMADO, DE 6 NIVELES USO, VIVIENDAS							
Client:								
Engineer:	HUAMAN ESCOBAR ROBERT - SANDRA SOPLA PINEDO							
Cost Multipliers								
Region Cost Multiplier:	<input type="text" value="1.00"/>	Date Cost Multiplier:	<input type="text" value="1.00"/>					
All costs should be relative to 2011 national averages.								
Solver Options								
Solver Random Seed Value	<input type="text" value="5"/>	(0 indicates use of new random seed value for each run)						

Figura 13. Información básica ingresada al software PACT

La información correspondiente a la edificación en estudio, tales como: Altura y número de pisos, área, factor de altura, ocupación y materiales peligrosos estos valores se basan en lo establecido en FEMA P-58, volumen 2 (ver tabla 22 y figura 15), los cuales son:

- 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 1.10 para el factor de ocupación porque es un área residencial poblada.

Tabla 22. Información de la edificación para trabajo en el PACT

Pisos	Altura depiso (m)	Área (m ²)	Factor dealtura	Factor por materiales peligrosos	Factor por ocupación
Piso 1	3.1	140	1.08	1	1.1
Piso 2	2.6	140	1.08	1	1.1
Piso 3	2.6	140	1.08	1	1.1
Piso 4	2.6	140	1.08	1	1.1
Piso 5	2.6	140	1.08	1	1.1
Piso 6	2.6	140	1.08	1	1.1

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 una 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, equivalente a \$315 000.00 dólares americanos (ver figura 15).

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.

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.

Project Info Building Info Population Component Fragilities Performance Groups Collapse Fragility Structural Analysis Results Residual Drift Hazard Curve

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

Most Typical Defaults:
 Floor Area (sq. m.): 200.00 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

Figura 14. Ingreso de datos en la Opción Información de la Estructura

5.2. 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 15. Dichos modelos poblacionales se encuentran dentro de la base 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.

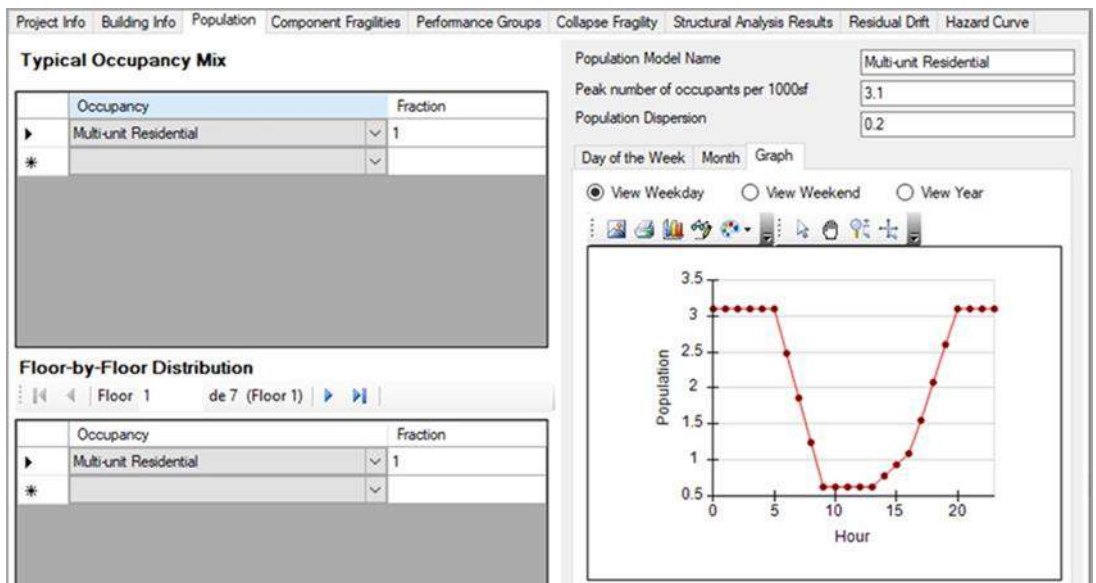


Figura 15. Selección de ocupación de la vivienda en el PACT.

En base a lo ingresado en el Software, se aprecia una gráfica donde se observa 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 00:00 horas hasta las 8:00 horas, luego decae y a partir de las 18:00 horas se empieza a tener nuevamente el pico poblacional, esto es lógico debido a 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.

5.3. 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 16, se resumen los grupos de fragilidad seleccionados para realizar la evaluación de la estructura.

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 type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	

Figura 16. Fragilidad de componentes del software PACT.

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

Los elementos seleccionados en PACT, tienen sus respectivos componentes de fragilidad, estos se muestran a continuación en la tabla 23 y 24.

Tabla 23. 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.

Tabla 24. 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

5.4. 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 17.

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

Figura 17. Grupos de desempeño ingresados al PACT.

5.4.1. 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. 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 (*flab*) 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 *flab* están en función de la necesidad de reemplazo o reparación de los componentes, a continuación, se muestran estos valores.

- *flab* = 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)
- *flab* = 0.5 (Cuando se necesite reemplazar componentes estructurales y arquitectónicos) (Se considera como daño severo)
- *flab* = 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 comparar el 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 (*rmat*) 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 25. El valor de r_{mat} calculado es igual a 0.45 (Perez & Torres 2022).

Tabla 25. 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 $f_c=30$ MPa (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

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 26 da cuenta de dichos valores según la necesidad de reemplazo o reparación de los componentes.

Tabla 26. 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

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.

5.5. 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, la 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 27, cabe aclarar que las unidades ingresadas deben estar en el sistema inglés.

Tabla 27. Datos básicos ingresados al PACT

Información Básica		
Peso	2080.33	kips
Altura	53.31	ft
T1	0.522	seg

Los datos de la curva de capacidad obtenida en el análisis pushover, se ingresaron a la hoja de cálculo SPO2IDA, la cual graficó la curva de capacidad obtenida como se ve en la figura 18; para después realizar el ajuste de esta curva siguiendo las recomendaciones del SPO2IDA como se ve en la figura 19, la cual al final traza una recta bilineal que se asemeja a la curva original del Pushover.

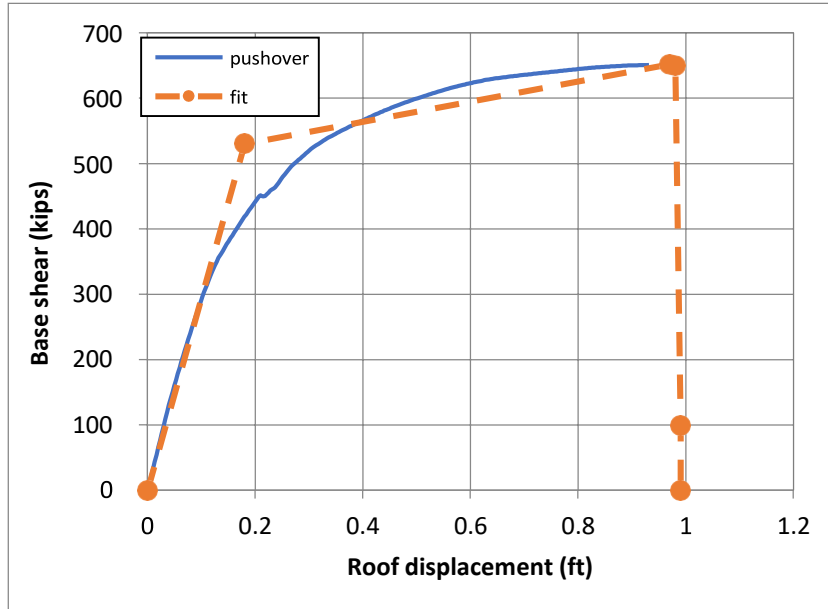


Figura 18. Curva de Capacidad obtenida del análisis Pushover

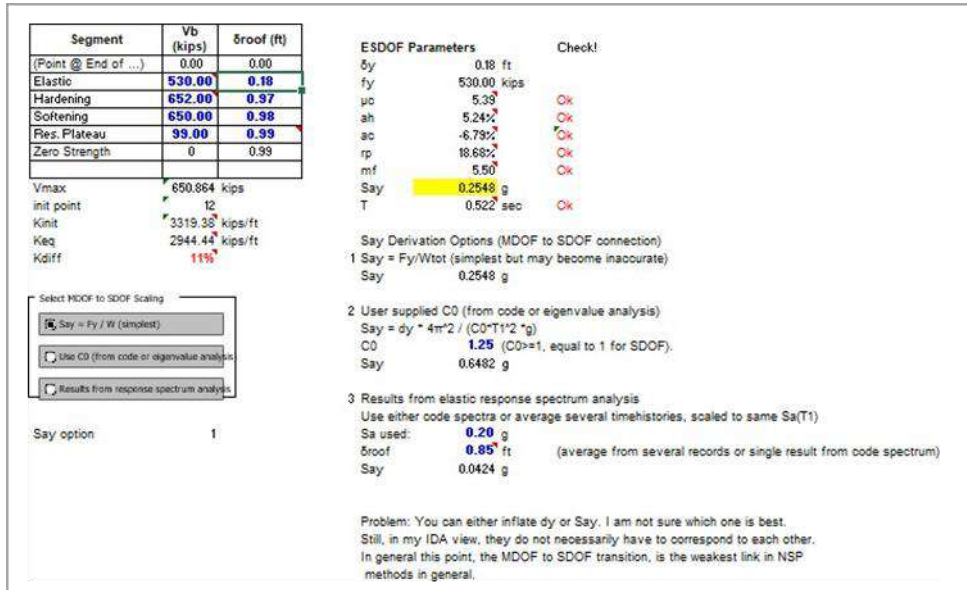


Figura 19. Ajuste de la Curva de Capacidad mediante el SPO2IDA.

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 20. En base a esta gráfica se obtuvo un valor promedio (percentil 50) de la fragilidad de colapso un valor de $Sa(t)=1.18$, el cual será el valor necesario para ingresar al PACT.

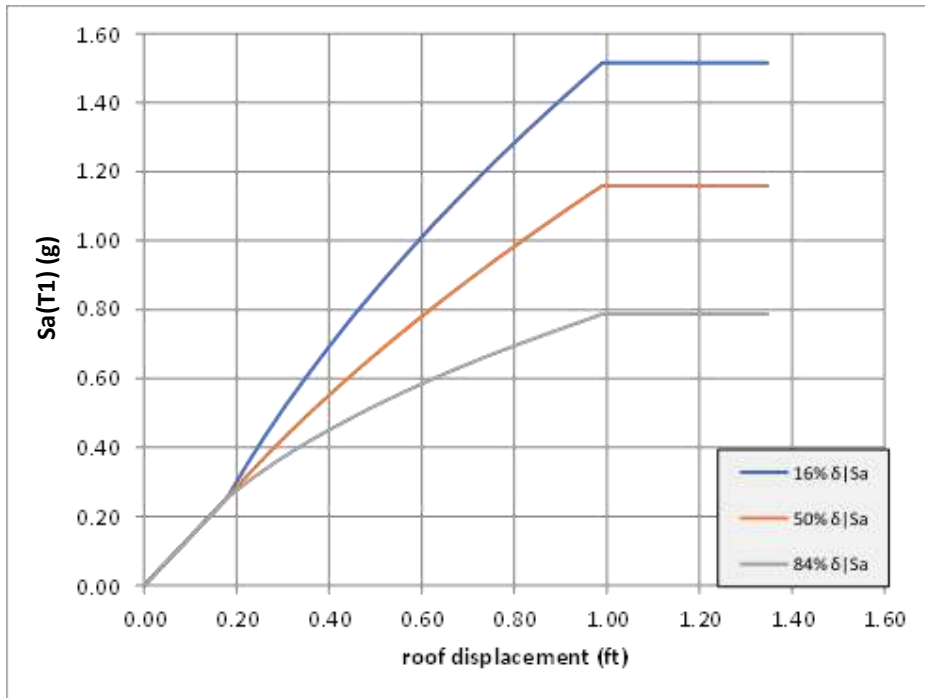


Figura 20. Resultados del SPO2IDA

- 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 21 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 incurrancia en cada piso para cada modo de colapso.

Project Info Building Info Population Component Fragilities Performance Groups Collapse Fragility Structural Analysis Results Residual Drift Hazard Curve

Include Potential Collapse in Assessment

Collapse Fragility Median: 1.18 Dispersion: 0.6
In terms of $S_a(\bar{T})$

Number of Potential Collapse Modes: 2

Mutually Exclusive Probability of Mode Given Collapse

Mode 1	Mode 2
0.7	0.3

Fraction of Floor Subject to Collapse Debris

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

Figura 21. Modos de colapso.

- 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 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 de heridos igual a 0.93 heridos, como se muestra de la figura 22.

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

Figura 22. Consecuencias de colapso.

5.6. Resultados del Análisis Estructural

En esta pestaña se ingresaron los valores de los parámetros de demanda obtenidos a través del análisis dinámico no lineal tiempo historia para cada dirección de análisis. De esta forma, en primer lugar, se ingresa la información básica como: el tipo de evaluación, el tipo de análisis no lineal o simplificado, número de realizaciones, número de demandas de vectores y Factor de conversión no direccional como se observa en la figura 23.

Project Info	Building Info	Population	Component Fragilities	Performance Groups	Collapse Fragility	Structural Analysis Results	Residual Drift	Hazard Curve
Assessment Type		Analysis Type		Scenario/Intensity Information			Non-directional conversion factor	
<input type="radio"/> Scenario <input checked="" type="radio"/> Intensity		<input checked="" type="radio"/> Non-Linear <input type="radio"/> Simplified (Linear)		Typical Number of Demand Vectors	Number of Realizations	Non-directional conversion factor		
				7	200	1.2		

Figura 23. Ingreso de los 7 registros sísmicos

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 no direccional, se asignó un valor de 1.2 siguiendo las recomendaciones del FEMA P-58 dado que se considera apropiado para la mayoría de estructuras a evaluar.

Para terminar, se agregan los resultados del análisis tiempo historia obtenidos. 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 24.

Project Info Building Info Population Component Fragilities Performance Groups Collapse Fragility Structural Analysis Results Residual Drift Hazard Curve

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

Identify Intensity: Intensity 1 de 1

Intensity ID: TR=553 AÑOS

Number of Demand Vectors: 7 Modeling Dispersion β_m : 0 (β SD, β FA, and β FV)

For Collapse Only: Sa (\bar{T}) Median (g): 0.7925

Intensity Set: Direction: Direction 1 Demand Type: Effective Drift

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

Figura 24. Ingreso de datos para la dirección 1 - Parámetro de demanda: Deriva Efectiva

6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

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

Análisis general

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 alcanzaron 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 25 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, previo 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.

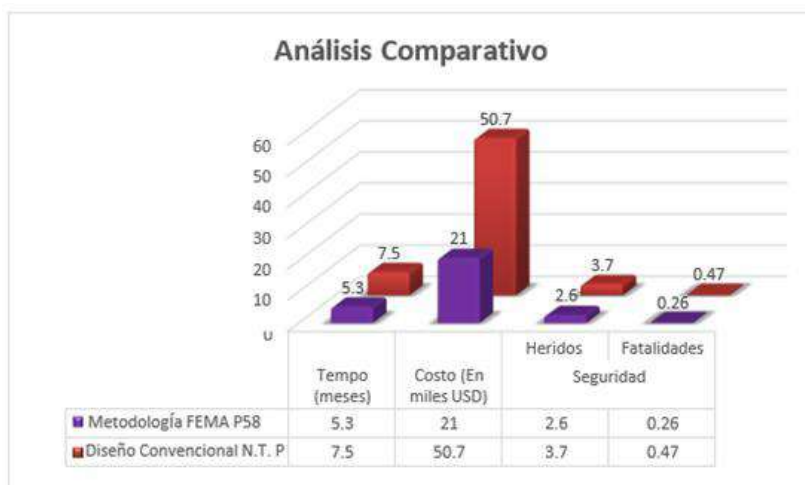


Figura 25. Resultados de los diseños estructurales realizados (Diseño convencional vs. Diseño con FEMA P-58)

Los tres indicadores utilizados para evaluar la capacidad de resiliencia sísmica de la edificación en estudio se muestran en la figura 25. 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 26, el histograma presentado evidenció las diferencias significativas de costo de reparación en los grupos de desempeño al evaluar el 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 presenta poca variación de costos de reparación.

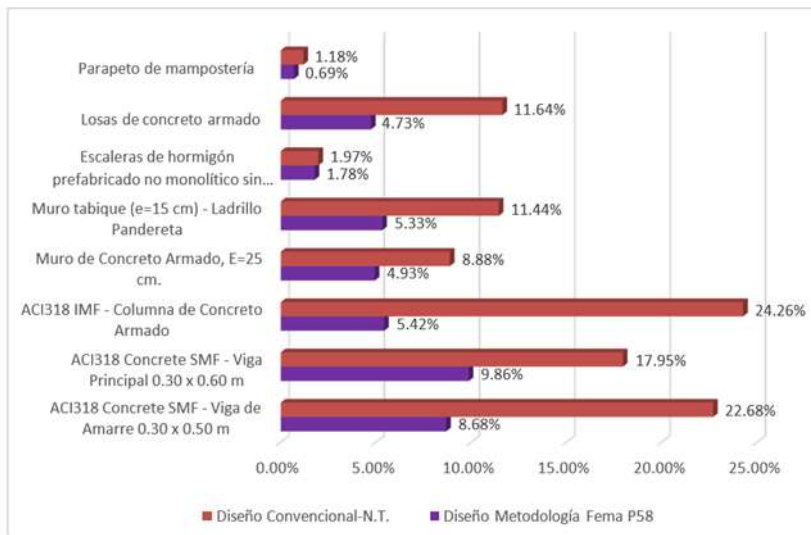


Figura 26. Costos de reparación por grupos de desempeño (Diseño convencional vs. Diseño con FEMA P-58).

Además, dentro del análisis de resultados de costos de reparación se presenta la figura 27, 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.

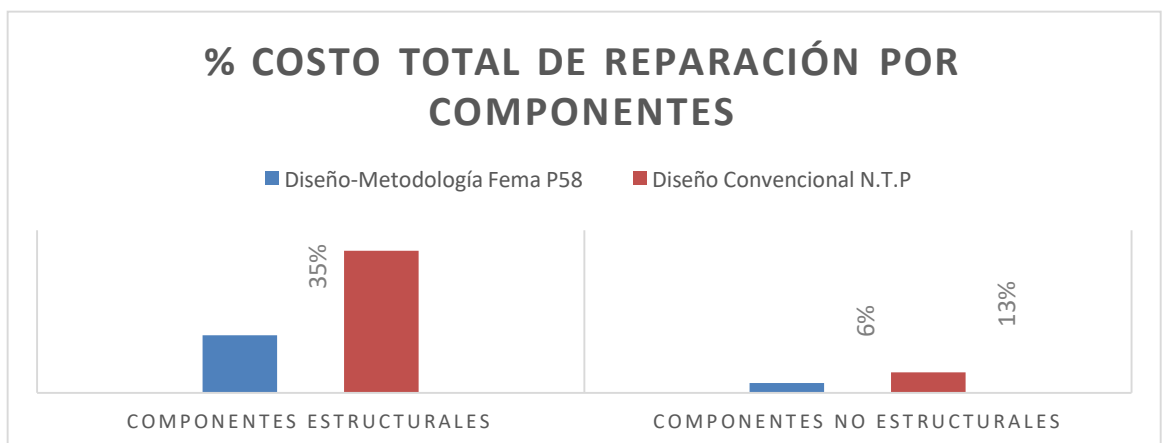


Figura 27. Costo total de reparación (Diseño convencional Vs. Diseño con FEMA P-58).

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.

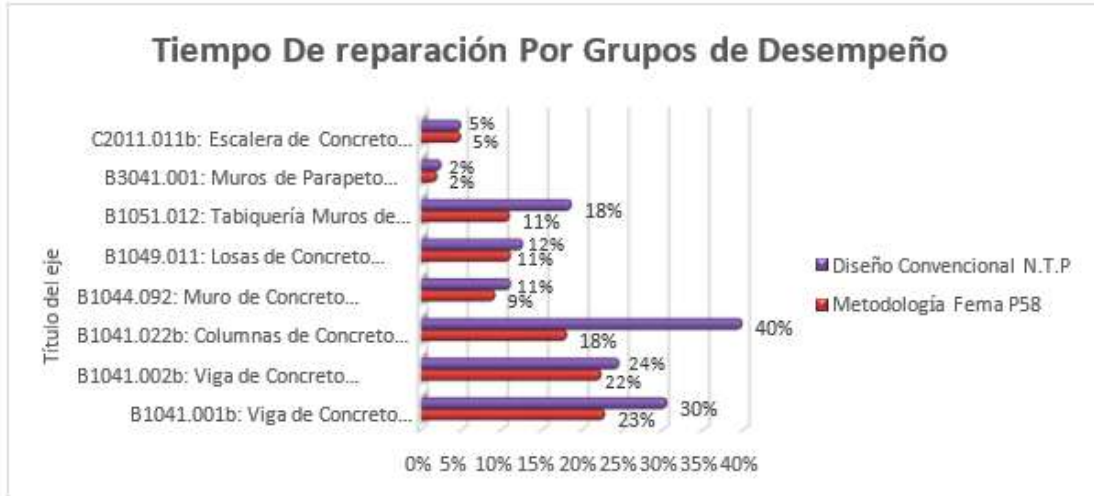


Figura 28. Tiempo de reparación por grupos de desempeño (Diseño convencional vs. Diseño con FEMA P-58)

La figura 28 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 29.



Figura 29. Tiempo de reparación por componentes (Diseño convencional vs. Diseño con FEMA P-58)

Lo presentado en la figura 29 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 mostrada 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 tiene en cuenta la capacidad de resiliencia sísmica.

En la figura 30 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 FEMA P-58 son menores.

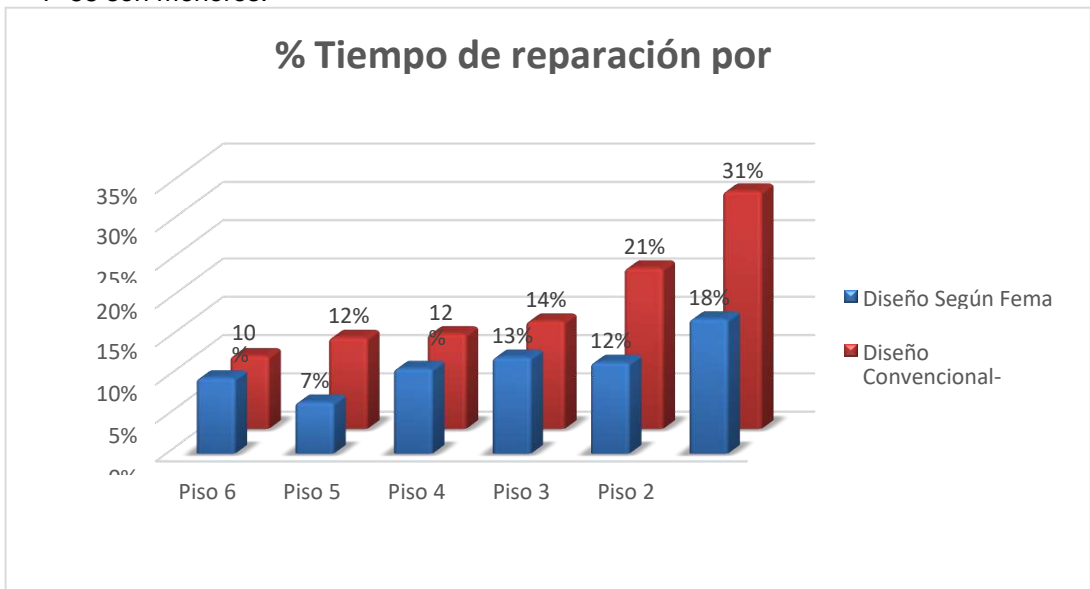


Figura 30. Tiempo de reparación por pisos (Diseño convencional vs. Diseño con FEMA P-58).

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 31.

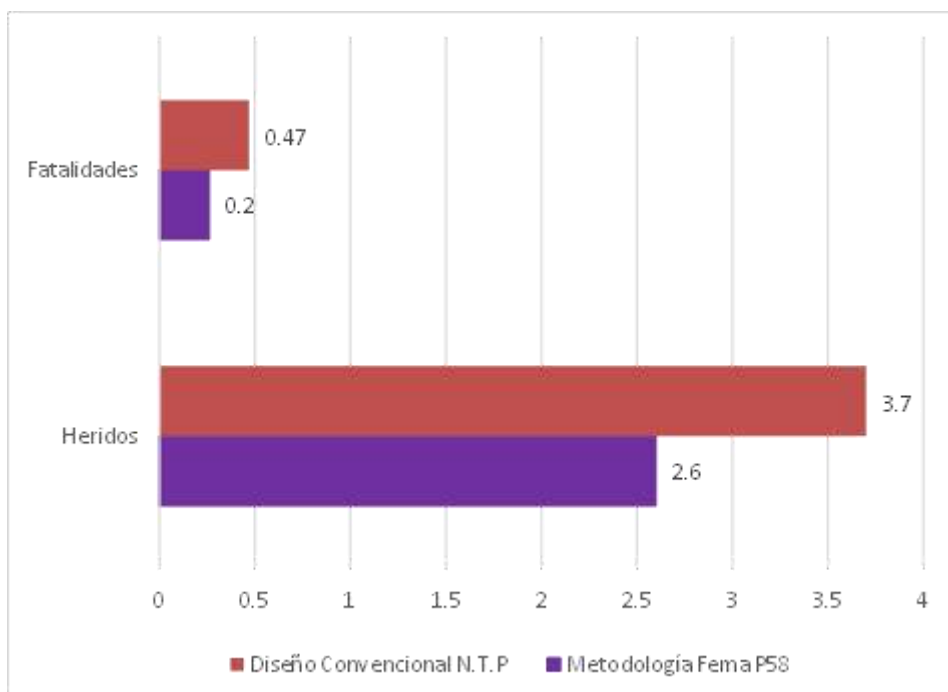


Figura 31. Heridos y fatalidades (Diseño convencional vs. Diseño con FEMA P-58).

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.

6.2. 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 32.

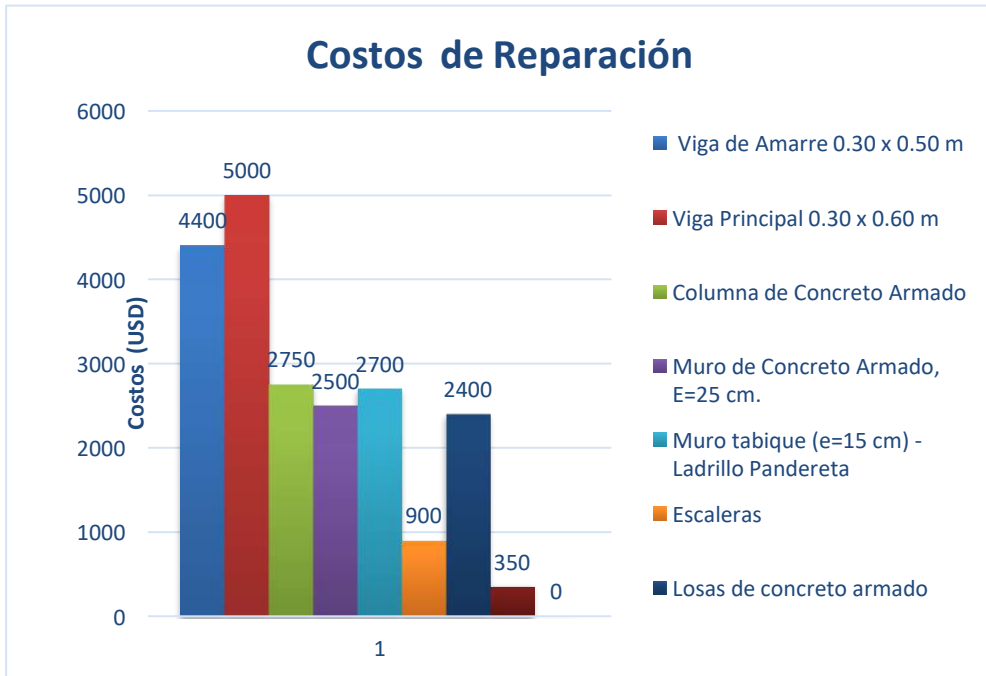


Figura 32. Indicadores de los daños en función de los grupos de desempeño

El histograma mostrado en la figura 32 presenta la estimación de los costos probables de reparación para cada grupo de desempeño, 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 28 donde se muestran los costos de reparación asociado a los grupos de desempeño.

Tabla 28. 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	100%

Asimismo, estos datos fueron representados mediante un gráfico que se muestra en la figura 33, para un mejor entendimiento, en donde se presenta los porcentajes (%) de costos de reparación en función de los grupos de desempeño.

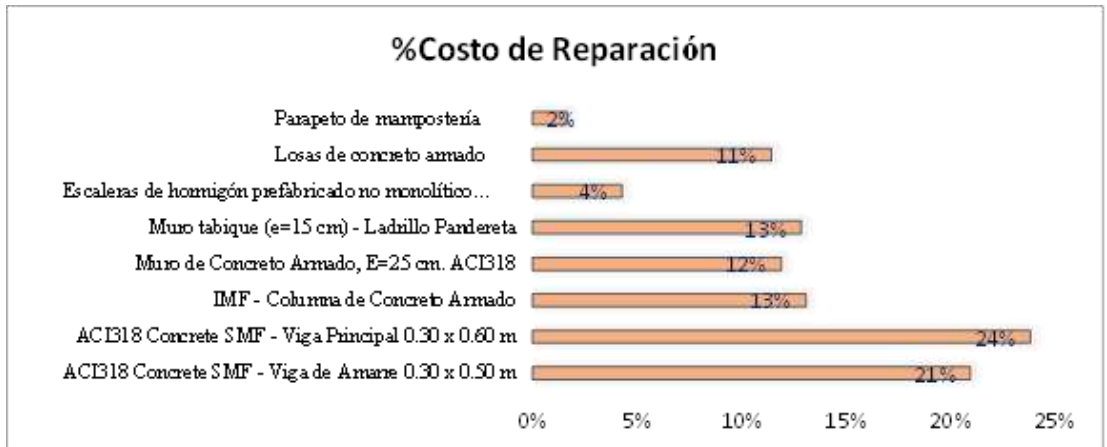


Figura 33. Porcentaje de costos de reparación respecto a grupo de desempeño.

De igual manera en la figura 34 se presentan los costos de reparación en porcentaje (%), agrupados y establecidos en función de componentes estructurales y no estructurales.

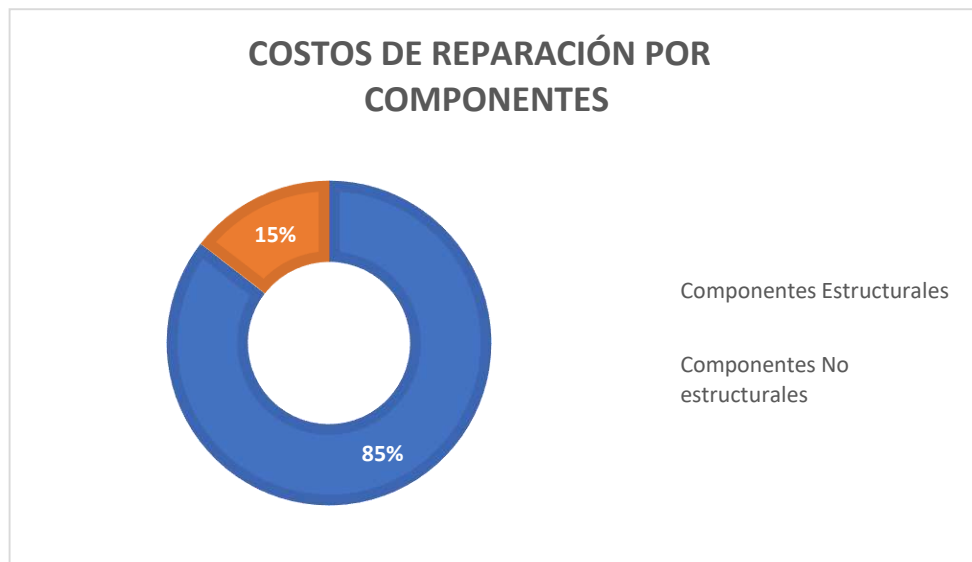


Figura 34. Costos de reparación total en función de elementos estructurales y no estructurales

La figura 34 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 21,000.00 USD lo que representa un 7% del costo total de la inversión inicial de la edificación que es de 315,000.00 USD.

6.3. 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 35 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.

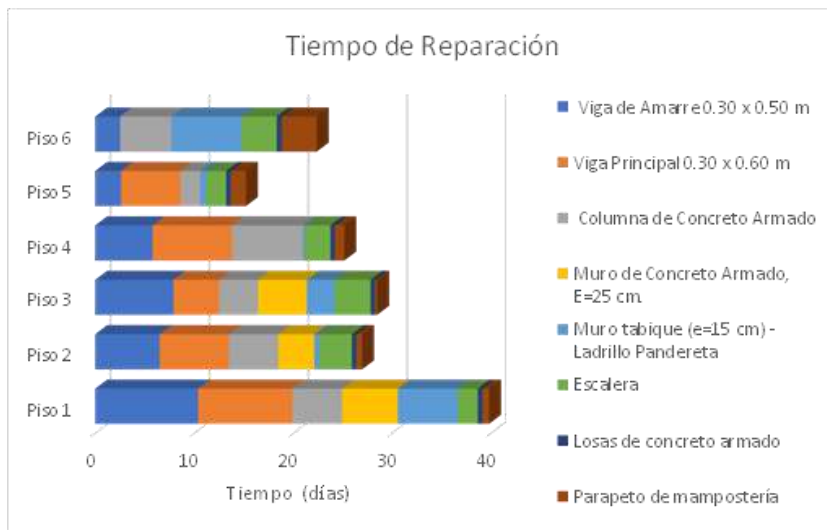


Figura 35. Tiempo de rehabilitación por piso en base a los grupos de desempeño.

El histograma de la figura 35 evidencia que las vigas de concreto armado son las que mayor tiempo de reparación necesitan a comparación del resto de 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 29 se presenta el tiempo total de reparación por grupos de desempeño que presentaron daños.

Tabla 29. 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
	Piso 1	Piso 2	Piso 3	Piso 4	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

También se presenta en la figura 36 un diagrama de barras que mostrará de una mejor forma los tiempos de reparación totales para cada grupo de desempeño.

**Figura 36.** Tiempo de reparación por grupos de desempeño

Asimismo, en la figura 37, 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 37. Tiempo de reparación por piso en porcentajes

Por otro lado, se realizó el análisis del tiempo de reparación en función de los componentes ya sean estructurales o no, como se evidencia en la figura 38, 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.

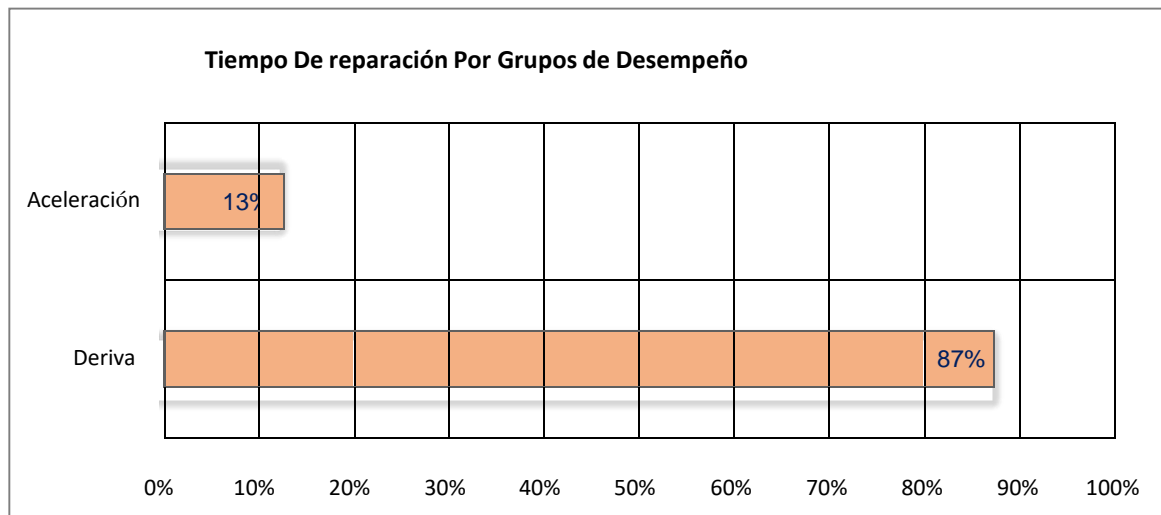


Figura 38. Tiempo de reparación en porcentaje en base a grupos de desempeño

Finalmente, de lo analizado y acorde a lo presentado con la tabla 29 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 no estructurales. Asimismo, acorde a la figura 37, 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.

6.4. 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 al 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 es 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 y causar pérdidas de vidas humanas. Sin embargo, como se muestra en la figura 41 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 albañilería no reforzada.

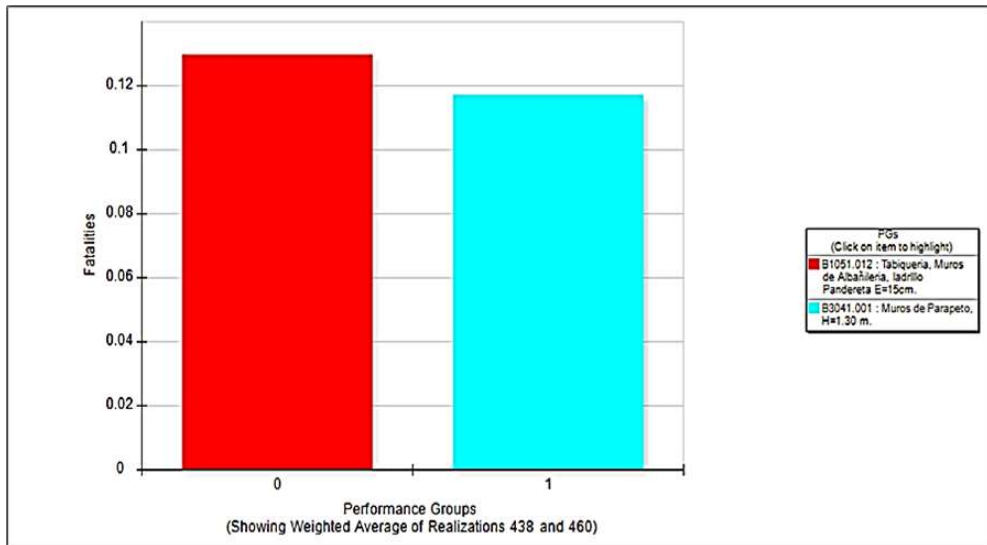


Figura 39. Fatalidades en función de los grupos de desempeño.

Heridos

La cantidad de heridos presentados en la figura 40 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, donde la causa mayor de estas heridas son la albañilería no reforzada, cabe aclarar que en 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.

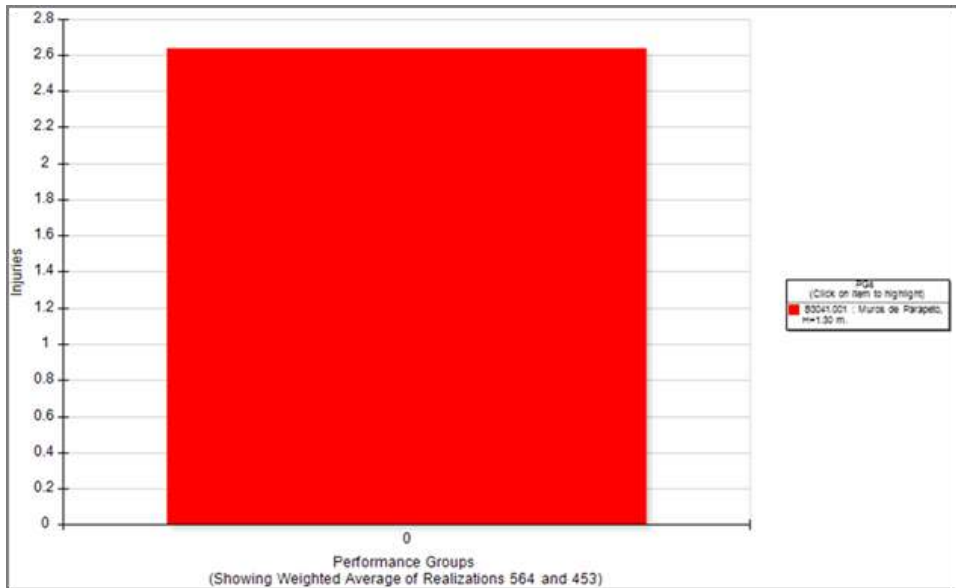


Figura 40. Heridos en función de los grupos de desempeño.

La tabla 30 resume, la cantidad de heridos y fatalidades en base a los grupos de que causaron fatalidades y heridos.

Tabla 30. 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

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 y 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. Según la metodología FEMA P-58 se determinó que el costo de reparación 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 ocupación 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. Se determinó que el tiempo de reparación es de 5.3 meses, valor que según sistemas de calificación de resiliencia representa un daño que podría impedir la ocupación 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. Se determinó que la cantidad de heridos es de 3 personas, valor que para el caso de heridos representa una reducción de cuatro heridos y 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.

REFERENCIAS

1. Almufti, I., Willford, M. (2013). Resilience-based Earthquake Design Initiative for the Next Generation of Buildings, Version 1.
2. American Society of Civil Engineers (2000a). FEMA 349, Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings.
3. American Society of Civil Engineers (2000b). FEMA 356, Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings
4. 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>
5. Applied Technology Council. (2006b). FEMA 445, Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines. Program Plan for New and Existing Buildings
6. Applied Technology Council. (2018a). FEMA P-58-1, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 1 – Methodology, second edition.
7. Applied Technology Council. (2018b). FEMA P-58-2, Seismic Performance Assessment of Buildings. Volume 2 – Implementation Guide, second edition.
8. 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. <http://www.dspace.uce.edu.ec/handle/25000/17131>

9. 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/>.
10. 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>
11. Deierlein, G., Reinhorn, A., & Willford, M. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, 4, 1–32.
12. Earthquake Engineering Research Institute (2000a). FEMA 349 - Action Plan for Performance Based Seismic Design.
13. Gutiérrez, J. (2021). Evaluación del desempeño sísmico del hospital regional Eleazar Guzmán Barrón de Chimbote basado en la metodología FEMA P-58. <https://acortar.link/h7xAKs>
14. 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).
15. 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).
16. Miranda, E., y Aslani, H. (2003). Probabilistic response assessment for building- specific loss estimation. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
17. 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>
18. Paulay, T., & Priestsley, M. (1992). "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings". University of California, San Diego, USA: JOHN WILEY & SONS, INC.
19. 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.
20. Porter, K., Farokhnia, K., Vamvatsikos, D., & Cho, I. (2014). Guidelines for component-based analytical vulnerability assessment of buildings and nonstructural elements. Pavia: GEM Foundation.

21. Ruiz, J. (2018) Estimación de pérdidas por sismos mediante funciones de fragilidad analíticas: caso de dos pabellones universitarios del Cusco. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/12064>
22. Saico, J. & Fructuoso, I. (UNSAAC 2021). Análisis comparativo del desempeño sísmico de edificios de mediana altura con sistema estructural dual y Diagrid en Cusco. <http://hdl.handle.net/20.500.12918/5954>
23. Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción (2018). Norma de Diseño Sismorresistente E.030. Diario Oficial El Peruano.
24. 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>
25. Structural Engineering Institute & American Society of Civil Engineers. (2017). Asce standard asce. American Society of Civil Engineers
26. 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.
27. 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.
28. 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>
29. 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>
30. 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.