

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“CRITERIOS DE IDENTIFICACIÓN PARA
EVALUAR LA RIGIDEZ DE DIAFRAGMAS DE PISO
ANTE CARGAS SÍSMICAS”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

**KEVIN JEFERSON BASURTO SOTO
ID: 0009-0004-0790-3197**

ASESOR

**Dr. ROQUE ALBERTO SÁNCHEZ MEZA
ID: 0000-0003-4737-7000**

LIMA - PERÚ

2025

© 2025, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir de la Tesis en su totalidad o en parte,
con fines estrictamente académicos.”**

Basurto Soto, Kevin Jeferson

kevin.basurto.s@uni.pe

977864298

Dedicatoria

A Dios y a mi familia, en especial a mis padres Alejandro Basurto y Jovita Soto, que con su gran apoyo incondicional se pudo culminar la presente investigación.

Agradecimientos

En primer lugar, a Dios por permitirme ser un instrumento en la realización de esta investigación, guiándome en todo el proceso y colocándome a las personas correspondientes para este fin.

A mi familia, por su apoyo incondicional a lo largo de estos años. Sin ellos, no hubiera sido posible completar esta tesis. Gracias por estar siempre presentes, por motivarme y por ser mi pilar en cada decisión y proyecto. Cada día me demuestran lo hermosa que es la vida y lo valioso que es el amor familiar.

Asimismo, expreso mi más sincero agradecimiento a mi asesor, el Dr. Roque Sánchez Meza, por su invaluable ayuda y apoyo durante todo el proceso de mi tesis. Su orientación, paciencia y conocimientos compartidos han sido fundamentales para el éxito de este proyecto de investigación.

Índice

Resumen	3
Abstract	4
Prólogo	5
Lista de tablas	6
Lista de figuras	7
Lista de símbolos y siglas	9
Capítulo I: Introducción	10
1.1 Generalidades.....	10
1.2 Descripción del problema de investigación.....	11
1.2.1 Problema general.....	12
1.2.2 Problemas específicos.....	12
1.3 Objetivos del estudio.....	12
1.3.1 Objetivo general.....	12
1.3.2 Objetivos específicos	12
1.4 Antecedentes investigativos.....	13
1.4.1 Antecedentes nacionales.....	13
1.4.2 Antecedentes internacionales.....	15
Capítulo II: Marco teórico y conceptual	17
2.1 Diafragmas estructurales	17
2.1.1 Comportamiento del diafragma ante cargas sísmicas.....	19
2.1.2 Losas aligeradas en una dirección	22
2.1.3 Losas aligeradas en dos direcciones.....	23
2.1.4 Losas macizas	24
2.2 Clasificación de diafragmas según normativas.....	24
2.2.1 Norma E.070 (2006) “Albañilería”	24
2.2.2 ASCE 7-16 (USA)	27
2.2.3 El Eurocódigo 8 (Unión Europea)	28
2.2.4 NTC – Diseño por sismo (México)	29
2.2.5 NZS 1170.5:2004 (Nueva Zelanda)	29
2.3 Métodos de análisis de diafragmas.....	30
2.3.1 Método de la Viga Equivalente	31
2.3.2 Método de Puntal y Tirante	34
2.3.3 Método de Elementos Finitos	35

2.3.4	Métodos Alternativos.....	37
2.4	Análisis de vigas utilizando el método de la rigidez	37
Capítulo III: Metodología de investigación.....		41
3.1	Modelo general	41
3.1.1	Descripción del modelo general.....	42
3.2	Evaluación y propuesta del criterio	43
3.2.1	Evaluación del criterio.....	43
3.2.2	Proposición del criterio.....	44
3.3	Influencia del espesor y relación de aspecto de la losa en las reacciones y deformaciones de la estructura	45
3.3.1	Ensamblado de la matriz de rigidez.....	46
3.3.2	Estimación del vector general de fuerzas	56
3.3.3	Estimación del vector general de desplazamientos.....	62
3.3.4	Estimación de reacciones en la base	62
3.3.5	Valores de ΔF aplicando criterios de diferentes normativas	64
Capítulo IV: Análisis de resultados		67
4.1	Análisis de los valores de ΔF aplicando criterios de diferentes normativas	67
4.1.1	Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio de la norma E.070 (2006).....	67
4.1.2	Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio del ASCE 7-16.....	68
4.1.3	Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio del Eurocódigo 8	68
4.1.4	Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio de la NTC	68
4.1.5	Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio de la norma NZS 1170.5:2004.....	68
4.2	Mejora de la evaluación en la identificación de diafragmas rígidos	68
Conclusiones		71
Recomendaciones.....		73
Referencias bibliográficas		74
Anexos		78
Anexo 1.....		78
Anexo 2.....		90

Resumen

La suposición de comportamiento rígido de diafragmas en diseño estructural puede comprometer la integridad estructural si no se valida. Esta investigación tiene como objetivo establecer criterios para determinar cuándo un diafragma de piso se comporta como rígido ante cargas sísmicas.

Para ello, se creó un modelo paramétrico conformado por dos paños de losa apoyado en tres muros, idealizado como una viga horizontal sobre tres resortes. Se aplicó el método de la rigidez, variando parámetros clave como relación de aspecto y espesor. Los resultados obtenidos mediante la aplicación de criterios internacionales revelaron imprecisiones y falta de conservadurismo.

En respuesta, se propuso un nuevo criterio que identifica el comportamiento rígido de diafragmas en función de su relación de aspecto y espesor. Este enfoque mejora la evaluación de los diafragmas y a su vez la seguridad en el diseño estructural, contribuyendo significativamente a la evaluación y diseño de estructuras sometidas a cargas sísmicas.

Este estudio proporciona una herramienta valiosa para ingenieros civiles y estructurales, permitiéndoles evaluar y diseñar diafragmas de manera más precisa y segura. Los resultados de esta investigación pueden aplicarse en la práctica profesional para garantizar la integridad estructural y reducir el riesgo de daños en estructuras sometidas a cargas sísmicas.

Palabras clave: Diafragmas rígidos, diseño estructural, relación de aspecto, espesor del diafragma y cargas sísmicas.

Abstract

The assumption of rigid behavior of diaphragms in structural design can compromise structural integrity if not validated. This research aims to establish criteria to determine when a floor diaphragm behaves as rigid under seismic loads.

To achieve this, a simple parametric model consisting of two slab panels supported by three walls was created, idealized as a horizontal beam on three springs. The stiffness method was applied, varying key parameters such as aspect ratio and thickness. The results obtained through the application of international criteria revealed inaccuracies and lack of conservatism.

In response, a new criterion was proposed to identify the rigid behavior of diaphragms based on their aspect ratio and thickness. This approach enhances the evaluation of diaphragms and, in turn, improves safety in structural design, significantly contributing to the evaluation and design of structures subjected to seismic loads.

This study provides a valuable tool for civil and structural engineers, enabling them to evaluate and design diaphragms more accurately and safely. The results of this research can be applied in professional practice to ensure structural integrity and reduce the risk of damage to structures subjected to seismic loads.

Keywords: Rigid diaphragms, structural design, aspect ratio, diaphragm thickness y seismic loads.

Prólogo

En la mayoría de las normativas sísmicas, la definición de diafragma rígido se basa principalmente en su relación de aspecto, es decir, largo y ancho. Algunos códigos internacionales como el ASCE 7, Eurocódigo 8, NTC y la NZS, emplean adicionalmente la deformación horizontal de la losa como un parámetro que toma en cuenta la flexibilidad en su plano; sin embargo, en ninguna de estas normas se presentan una metodología práctica que permita al diseñador tomar como válida la hipótesis de diafragma rígido sin antes realizar análisis adicionales que ralentizan el tiempo de desarrollo de un proyecto. En nuestro país, la norma sísmica peruana (E.030-2018) no presenta una definición de diafragma rígido indicando solo que debe ser verificada, pero sin recomendar criterio alguno. Solo en la E.070-2006 (Albañilería) se hace una breve referencia a la relación de aspecto que debe ser menor o igual que 4 para considerarlo como diafragma rígido. Ante esta carencia de metodologías prácticas y la falta de un criterio claro es que la presente investigación busca categorizar con parámetros básicos un procedimiento para definir si el diafragma es rígido o no. Este estudio se basó en un sistema estructural de una losa de concreto apoyado sobre elementos verticales lateralmente resistentes de las mismas dimensiones y materiales. Se aplica al sistema una fuerza lateral y se obtienen las fuerzas sísmicas en cada elemento. En el caso ideal, si el diafragma fuese rígido, las fuerzas en los elementos serían iguales; sin embargo, dependiendo del espesor de la losa, las diferencias encontradas respecto al ideal pueden llegar a diferir en más del 46% lo que indica que se podría estar sobre o subestimando las demandas sísmicas de los elementos verticales resistentes. Como resultado de esta investigación se presenta una tabla que relaciona la diferencia de fuerzas y la relación de aspecto para diferentes espesores de losa comúnmente empleados en la ingeniería práctica. En la presente tesis, para mantener aceptable la hipótesis de diafragma rígido, se recomienda emplear una diferencia máxima igual a 5%, pues los factores de mayoración de cargas y la reducción de resistencias pueden absorber esta diferencia. No obstante, se presentan resultados para otras relaciones por si el diseñador decide emplear una combinación de parámetros diferente. Finalmente, la propuesta presentada mantiene la simplicidad necesaria en la ingeniería práctica profesional e incluye el espesor de losa como parámetro necesario en la definición de diafragma rígido

Lista de tablas

Tabla N°2.1	Matriz de rigidez global considerando deformaciones por flexión y corte (Tena, 2007)	40
Tabla N°3.1	Elementos de matriz de rigidez de una viga considerando 2 grados de libertad por nodo	51
Tabla N°3.2	Matriz de rigidez ensamblada considerando deformaciones por flexión y corte	52
Tabla N°3.3	Procedimiento para el ensamblado de la matriz de rigidez global	53
Tabla N°3.4	Elementos de la matriz de rigidez global considerando 7 grados de libertad.....	53
Tabla N°3.5	Matriz de rigidez global ensamblada.....	56
Tabla N°3.6	Vectores de fuerzas de empotramiento para los tramos AB, BC, CD y DE, respectivamente	61
Tabla N°3.7	Vector general de fuerzas de empotramiento	61
Tabla N°3.8	Vector general de fuerzas	62
Tabla N°3.9	Vector general de desplazamientos	62
Tabla N°3.10	Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por la E.070 (2006).....	64
Tabla N°3.11	Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por el ASCE 7-16.....	64
Tabla N°3.12	Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por el Eurocódigo 8	65
Tabla N°3.13	Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por la NTC	65
Tabla N°3.14	Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por la NZS 1170.5:2004	66
Tabla N°4.1	A/B Límite para definir la condición de diafragma rígido considerando $\Delta F=5\%$; 10%; 15% y 20% para diferentes espesores de losa.....	70

Lista de figuras

Figura N°2.1	Funciones principales del diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010).....	18
Figura N°2.2	Transferencia de carga del diafragma a los elementos estructurales verticales (Blandón Valencia, 2005)	19
Figura N°2.3	Ejemplo de diafragma que podría no ser considerado como rígido (Adaptado y modificado de ACI 318, 19).....	19
Figura N°2.4	Comportamiento de un diafragma rígido (Organización Panamericana de la Salud, 2000).....	20
Figura N°2.5	Relación de aspecto en planta de una edificación (A/B).....	21
Figura N°2.6	Comportamiento de un diafragma flexible (Organización Panamericana de la Salud, 2000).....	21
Figura N°2.7	Deformación en una estructura conformada por diafragmas flexibles	22
Figura N°2.8	Detalle general de una losa aligerada (ACEROS AREQUIPA, 2022)	23
Figura N°2.9	Losa aligerada en dos direcciones (Ortega García, 2016).....	23
Figura N°2.10	Detalle general de una losa maciza	24
Figura N°2.11	Criterio para que un diafragma cumpla con la condición de diafragma rígido según las normativas E.060 (2009) y E.070 (2006)	26
Figura N°2.12	Comportamiento de un diafragma con flexibilidad en su plano (American Society of Civil Engineers, 2016)	28
Figura N°2.13	Criterio para la condición de diafragma rígido (Eurocódigo 8, 2018)	28
Figura N°2.14	Fuerzas de compresión y tracción en las cuerdas de un diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010).....	31
Figura N°2.15	Modelo de Viga Equivalente Sobre Resortes (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)	32
Figura N°2.16	Modelo de Viga Equivalente Corregida (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010).....	33
Figura N°2.17	Modelo de Puntal y Tirante en transferencia de fuerza hacia los muros de sótano (Moehle et al., 2010).....	34

Figura N°2.18 Diafragma con configuración geométrica irregular (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)	36
Figura N°2.19 Análisis del diafragma de una edificación irregular mediante el Método de Elementos finitos	36
Figura N°2.20 Grados de libertad de una viga bidimensional	39
Figura N°3.1 Modelo general de la estructura	42
Figura N°3.2 Reacciones en la base del modelo general en base a un sistema con diafragmas rígidos	43
Figura N°3.3 Reacciones en la base del modelo general en base a un sistema con diafragmas con flexibles	44
Figura N°3.4 Representación del Método de Viga Equivalente Sobre Resortes aplicado al modelo general real	47
Figura N°3.5 Grados de libertad globales en viga con apoyos flexibles	47
Figura N°3.6 Dimensiones de elementos estructurales del modelo	57
Figura N°3.7 Reacciones en la base en un sistema de diafragmas flexibles bajo la acción de una carga sísmica estática S_y	59
Figura N°3.8 Reacciones en la base en un sistema de diafragmas rígidos bajo la acción de una carga sísmica estática S_y	60
Figura N°3.9 Fuerzas de empotramiento en vigas	60
Figura N°4.1 ΔF vs h según criterios de diferentes normativas	67
Figura N°4.2 ΔF vs A/B para diferentes espesores de losa	69

Lista de símbolos y siglas

H	: Altura del muro.
h	: Espesor del diafragma.
t	: Espesor del muro.
A	: Largo del diafragma.
B	: Ancho del diafragma.
L	: Longitud.
$\Delta_{\text{diafragma}}$	: Máxima deformación horizontal del diafragma.
Δ_{total}	: Deformación lateral total de la viga.
$\Delta_{\text{flexión}}$	: Deformación por flexión de la viga.
Δ_{corte}	: Deformación por corte de la viga.
ν	: Coeficiente de poisson.
ϕ_{viga}	: Parámetro de deformación por corte de la viga.
A_{viga}	: Área de la sección transversal de la viga.
$A_{S_{\text{viga}}}$	: Área de corte de la viga.
A_{muro}	: Área de la sección transversal del muro.
E_{viga}	: Módulo de elasticidad del concreto de la viga.
E_{muro}	: Módulo de elasticidad del concreto del muro.
G_{viga}	: Módulo de corte del concreto de la viga.
f'_c	: Resistencia a la compresión del concreto.
f	: Factor de forma, en secciones rectangulares $f = 1.2$
I_{viga}	: Momento de inercia de la viga.
I_{muro}	: Momento de inercia del muro.
K_{muro}	: Rigidez lateral del muro.
K_{resorte}	: Rigidez lateral del resorte.
δ_{MDD}	: Deformación máxima del diafragma en su plano.
Δ_{ADVE}	: Promedio de distorsiones de los elementos verticales.
F_r	: Reacción en los muros cuando el diafragma se considera rígido.
F_1	: Reacción en los muros laterales.
F_2	: Reacción en el muro central.
ΔF	: Diferencia relativa de F_2 con respecto a F_r .
$\delta_{\text{rígido}}$	: Desplazamiento del diafragma actuando como rígido.
$\delta_{\text{diafragma}}$	: Máximo desplazamiento del diafragma con flexibilidad en su plano.

Capítulo I: Introducción

1.1 Generalidades

En el ámbito de la ingeniería civil, la seguridad y estabilidad de las edificaciones es primordial ya que en ellas se albergan una gran cantidad de vidas. Tradicionalmente los ingenieros con el objetivo de simplificar cálculos rigurosos sin disminuir la precisión de los resultados realizan muchas aproximaciones para evaluar y analizar el comportamiento de los elementos estructurales que componen una edificación. Una de estas simplificaciones es suponer que las losas se comportan como un diafragma rígido cuando están bajo la acción de cargas sísmicas. Esta suposición permite modelar y analizar de manera práctica la distribución de la fuerza sísmica entre los elementos verticales de la estructura. Sin embargo, Blume et al. (1961) llevó a cabo una investigación de la respuesta sísmica de 15 edificios escolares del estado de California encontrando que la suposición de diafragma rígido en algunos edificios era incorrecta debido a la deformabilidad que presentaban. Dicha deformabilidad si no se considera adecuadamente puede aumentar el riesgo de edificios a sufrir daños estructurales como no estructurales ante un evento sísmico, principalmente cuando los edificios presentan muros de concreto armado (Koliou et al., 2015a,b,c).

En un sistema con diafragma flexible posiblemente los elementos verticales resisten más fuerza cortante excediendo su capacidad de diseño, pudiendo llevar así a la falla o al colapso de la estructura. Por esta razón, la presente investigación se enfoca en la necesidad de establecer criterios claros y específicos que determinen cuando un diafragma de piso debe ser considerado rígido o flexible frente a cargas sísmicas en su plano, proponiendo un enfoque analítico para la determinación de dichos criterios, basado en el análisis estructural de un modelo paramétrico básico. Este análisis se llevó a cabo mediante la aplicación del método de la rigidez, para ello se modeló el diafragma como una viga horizontal apoyada en resortes con rigideces equivalentes a la de los muros de la estructura (Moehle et al., 2010). Adicionalmente, se evaluaron otros aspectos como la relación de aspecto y el espesor del diafragma considerados como parámetros significativos para evaluar la rigidez de diafragmas.

Los resultados obtenidos en esta investigación, después de evaluar la estructura según criterios internacionales, demostraron que estos criterios carecen de precisión y conservadurismo al identificar diafragmas rígidos. Por lo tanto, esta tesis propone un criterio claro para identificar cuándo un diafragma se comporta como rígido.

Esta investigación no solo busca llenar un vacío en la literatura existente sino también ofrecer una herramienta práctica para los ingenieros civiles en el diseño sísmico de estructuras, asegurando que las hipótesis empleadas reflejen una mejor comprensión del comportamiento real de los diafragmas bajo cargas sísmicas, según el modelo planteado en la presente tesis.

1.2 Descripción del problema de investigación

Entre las diversas causas por las cuales fallan las estructuras ante un evento sísmico, una de las más importantes son las fallas de los elementos verticales cuando reciben fuerzas cortantes superiores a su capacidad de diseño. Este exceso de fuerzas cortantes, en algunas ocasiones, se da debido a una mala aplicación de la condición de diafragma rígido ya que estos son los encargados de distribuir dichas fuerzas a los elementos verticales. Sin embargo, pese a la importancia de la hipótesis de diafragma rígido, en la norma E.070 (2006) se menciona solo un criterio que define esta condición, y en la propuesta de la norma E.070 (2019) se retira este criterio.

Por otro lado, de manera práctica, los ingenieros civiles diseñan la estructura de una edificación suponiendo que los diafragmas de piso se comportarán rigidamente ante un evento sísmico. O también, optan por aplicar criterios establecidos en normas internacionales que analizan el comportamiento de los diafragmas de piso. Sin embargo, en base al modelo planteado en la presente investigación se propone evaluar diafragmas rígidos.

Asimismo, Saffarini y Qudaimat (1992) indicaron que el supuesto de diafragma rígido sólo es aplicable para edificaciones que no poseen muros de corte. Sin embargo, para las edificaciones que poseen muros de corte esta condición no necesariamente se cumple. Por esta razón, esta investigación se enfoca en analizar los diafragmas de un modelo estructural de concreto basado en losas

macizas apoyadas en muros, estos bajo los efectos de una carga sísmica inercial (según el alcance de la presente investigación). Adicionalmente, se recomienda realizar un modelo mediante resultados obtenidos in situ post sismo, ensayos de laboratorio o simulaciones numéricas mediante elementos finitos.

1.2.1 Problema general

¿Cómo definir criterios que identifiquen cuando un sistema conformado por diafragmas apoyados en muros se comporta como rígido ante cargas sísmicas?

1.2.2 Problemas específicos

- ¿Cómo proponer criterios que permitan identificar cuándo un sistema conformado por diafragmas apoyados en muros se comporta como rígido, en función de la evaluación de la relación de aspecto?
- ¿Qué norma proporciona los criterios más aproximados, según el modelo de esta tesis, para determinar la rigidez de los diafragmas apoyados en muros ante cargas sísmicas?
- ¿Cuáles serían las consecuencias para las edificaciones si el diseñador considera incorrectamente que un sistema de diafragmas apoyados en muros es rígido, cuando en realidad presenta un comportamiento flexible ante cargas sísmicas?

1.3 Objetivos del estudio

1.3.1 Objetivo general

Definir criterios que identifiquen cuando un sistema conformado por diafragmas apoyados en muros se comporta como rígido ante cargas sísmicas.

1.3.2 Objetivos específicos

- Proponer criterios para identificar el comportamiento rígido de sistemas conformados por diafragmas apoyados en muros, en función de la evaluación de la relación de aspecto.
- Identificar la norma que determine con mayor aproximación, según el modelo de esta tesis, un diafragma rígido ante cargas sísmicas.
- Conocer las consecuencias en las edificaciones si el diseñador considera incorrectamente que un sistema de diafragmas apoyados en muros es rígido, cuando en realidad presenta un comportamiento flexible ante cargas sísmicas.

1.4 Antecedentes investigativos

1.4.1 Antecedentes nacionales

Moscoso (2020) con el objetivo de evaluar el análisis sísmico no lineal de diafragmas en edificios peruanos, y desarrollar un mejor criterio para el diseño de diafragmas, clasificó los diafragmas en 3 grupos; Grupo D1: Diafragma con paños rigidizados como por ejemplo losas macizas, luces cortas (relación luz y peralte menores de 20 a 1), paños cuadrados (relación de paños menores de 2 a 1), vigas peraltadas (relación Luz y Peralte menores de 10 a 1) o placas alrededor de los paños. Grupo D2: Diafragma con paños semirigidizados, por ejemplo, mixtos entre Grupo D1 y Grupo D3. Grupo D3: Diafragma con paños sin rigidizar, como por ejemplo losas aligeradas, luces grandes (relación luz y peralte mayores de 20 a 1), paños rectangulares (relación de paños mayores de 2 a 1), vigas poco peraltadas o chatas (relación luz y peralte mayores de 10 a 1) y pórticos alrededor de los paños. Asimismo, indicó que para las edificaciones que pertenecen al grupo 3 o tienen configuraciones donde los diafragmas no son rígidos, es fundamental realizar un análisis que tome en cuenta la rigidez del diafragma, así como el diseño de sus colectores y cuerdas. Para llegar a esta conclusión, el investigador analizó 10 edificaciones de diferentes alturas, sistemas y configuraciones estructurales, las cuales contaron con planos arquitectónicos y estructurales, así como también sus parámetros sísmicos para su análisis lineal y no lineal.

Moscoso y Palacios (2020) tomando como muestra de estudio cinco edificios típicos peruanos de concreto armado, realizaron un análisis comparativo de las aceleraciones absolutas del diafragma obtenidas por análisis sísmico mediante el uso de simulaciones no lineales de tiempo-historia bajo registros de terremotos peruanos (año 1966, 1970 y 1974) con el fin de establecer una relación tri-lineal con respecto al porcentaje de altura de cada edificio. Tras el análisis, se concluyó que: a) En la distribución de aceleraciones del diafragma, se identificaron dos puntos de inflexión aproximadamente al 80% y 35% de la altura del edificio. b) Las aceleraciones absolutas en la parte superior son más de dos veces la aceleración absoluta en la base. c) A pesar de la dispersión en las aceleraciones absolutas, los resultados se encuentran dentro de la región limitada por la media más o menos una desviación estándar, lo que sugiere una relación. d) Se obtuvieron aceleraciones superiores más altas en edificios regulares que en los irregulares. e) Se identificaron variaciones más bruscas en la distribución de aceleraciones del

diafragma en edificios irregulares debido al comportamiento no lineal. Asimismo, los autores indican que se puede establecer una relación tri-lineal para estimar la forma de distribución de aceleraciones y diseñar adecuadamente los elementos del diafragma. Sin embargo, se requiere investigación adicional para determinar los coeficientes que definan esta relación. Los resultados de esta investigación pueden ayudar a mejorar el diseño y la construcción de edificios en zonas sísmicas.

Tenorio et al. (2021) consideraron como diafragmas rígidos a aquellas losas macizas de 15 cm de espesor con una relación de aspecto menor o igual a 6 o, de 20 cm de espesor con una relación de aspecto menor o igual a 8. Por último, para espesores de 25 cm el análisis del tipo de diafragma lo consideró como opcional. Para ello, tomó como muestra de estudio modelos de losas macizas apoyadas sobre dos muros de concreto armado, a las cuales se les fue variando su distancia entre sí, esto, con el objetivo de calcular la relación entre el desplazamiento máximo del diafragma y el promedio de desplazamientos de los elementos verticales, tomando como referencia el valor de 2 para determinar cuándo un diafragma se comporta flexiblemente tal y como lo recomienda el ASCE 7-16. Una vez establecido el criterio, modeló 3 edificaciones en forma de C, L y T (de 6 niveles cada una) con relaciones de aspecto afines a su criterio, encontrando que las relaciones de deformaciones eran muy cercanas a 2, demostrando así, la precisión de su criterio. Por otra parte, indicó como limitantes de su investigación al material de la estructura y al sistema de entrepiso, mencionando también, que este criterio no era aplicable a losas nervadas en una o dos direcciones.

García y Shimabuku (2018) determinaron que una edificación que presenta diafragmas con relación de aspecto de 4; 5 y 6, ante cargas sísmicas, dichos diafragmas se comportan de forma rígida, semirrígida y flexible, respectivamente. Para esto, los investigadores modelaron 3 edificaciones con relaciones de aspecto en planta de 4; 5 y 6, cuyos diafragmas fueron clasificados como flexibles de acuerdo con el criterio establecido por el ASCE 7-2016 quienes consideran como diafragmas rígidos solo a aquellos que poseen una relación de aspecto menor o igual a 3. Simultáneamente, estos diafragmas fueron modelados de dos formas: A) Como rígidos; B) Divididas en dos plantas mediante juntas sísmicas para obtener dos diafragmas rígido por planta. Esto, para con el objetivo de

comparar las fuerzas cortantes y momentos flectores con los hallados cuando el diafragma se comporta flexiblemente. Finalmente, después de comparar los resultados obtenidos de los modelos, encontraron que a mayor relación de aspecto la variación en las fuerzas cortantes y momentos flectores disminuye, pero se incrementa la variación de los desplazamientos.

1.4.2 Antecedentes internacionales

Tena et al. (2013) analizaron la flexibilidad elástica de las losas aligeradas en el intervalo elástico lineal, considerando factores como la relación de aspecto de la planta del edificio y la rigidez del sistema de piso, determinaron que los sistemas de piso diseñados según los reglamentos y recomendaciones pueden comportarse como diafragmas rígidos para luces de hasta 6 metros, típicos en edificios residenciales. Por otra parte, para luces mayores a 10 metros, como en edificios de oficinas, pueden presentarse diafragmas semi-rígidos o flexibles. Estos resultados lo obtuvieron al modelar edificios de relaciones de aspecto de 1.0; 1.5; 2.0; 2.25; 2.5; 3.0; 3.5; 3.75; 4.0 y 4.75 mediante el método de Elementos Finitos para realizar análisis elásticos ante cargas laterales uniformemente distribuidas. Considerando a la relación de aspecto y la rigidez del sistema de piso como los dos factores principales que influyen en la flexibilidad del diafragma, concluyeron que aunque los sistemas de piso pueden comportarse razonablemente como diafragmas rígidos en luces pequeñas, la flexibilidad puede aumentar significativamente en claros mayores, lo que debe ser considerado en el diseño estructural para garantizar la seguridad y el desempeño adecuado de los edificios.

Moehle et al. (2010) proporcionaron una guía práctica para ingenieros que trabajan en la construcción de estructuras sismorresistentes. La investigación se enfoca en las funciones de los diafragmas, sus componentes, comportamiento y principios de diseño. Para llevar a cabo el estudio, los investigadores seleccionaron estructuras de concreto armado como muestra de estudio. Aplicando métodos prácticos tradicionales, lograron analizar cómo se comportan internamente los diafragmas y cómo distribuyen las cargas laterales hacia los elementos verticales. Por consiguiente, mostraron la forma de analizar un diafragma mediante el método de "Equivalent Beam-On-Springs Model". De esta manera, se aplicó dicho método a una estructura conformada por un diafragma

apoyado sobre muros estructurales, idealizándola como una viga horizontal apoyada sobre resortes con la misma rigidez que los muros. Esta idealización resulta útil ya que permite la aplicación del método de la rigidez evitando así, el tedioso análisis mediante el método de Elementos Finitos.

Pecce et al. (2018) analizaron 700 modelos básicos de edificaciones conformadas por diafragmas apoyados en muros de concreto armado, con el objetivo evaluar la relación de deformaciones de los diafragmas en función a un parámetro $R_{i,wall}$, el cual se determina mediante la relación entre la rigidez del diafragma y la rigidez de los muros. Esta evaluación de la relación de deformaciones se realizó según el criterio de condición de diafragma rígido establecido por el Eurocódigo, donde $\frac{\delta_{rígido}}{\delta_{flexible}}$ debe ser mayor a 0,9. De esta manera, los investigadores concluyeron que los diafragmas de relaciones de aspecto de 2; 3 y 4 mostraban un comportamiento flexible para valores bajos de $R_{i,wall}$, lo que indica que la rigidez del muro era significativamente mayor en comparación con la rigidez del diafragma. Sin embargo, cuando la relación de aspecto era de 1, los diafragmas actuaban como rígidos, independientemente del valor de $R_{i,wall}$.

Capítulo II: Marco teórico y conceptual

Las losas desempeñan un papel fundamental en la recepción de cargas de gravedad y la transmisión de fuerzas inerciales generadas por sismos hacia los elementos verticales. Sin embargo, bajo cargas sísmicas, su comportamiento puede variar entre diafragmas rígidos o flexibles, dependiendo de ciertos parámetros.

A menudo, los diseñadores estructurales suponen la losa como un diafragma rígido, independientemente de sus irregularidades o dimensiones, con el objetivo de simplificar los cálculos y obtener un análisis rápido (García, 2014). No obstante, esta práctica puede comprometer la seguridad, ya que diafragmas con alta flexibilidad en su plano pueden generar incertidumbre significativa en la distribución de fuerzas cortantes entre los elementos verticales.

Por lo tanto, la presente investigación sostiene que para que un diafragma transmita de forma adecuada las fuerzas laterales es crucial evaluar el comportamiento de estos elementos bajo cargas sísmicas, es decir, determinar si la losa actuará como un diafragma rígido. Esta comprensión es esencial para asegurar la seguridad y eficacia de la estructura.

2.1 Diafragmas estructurales

Los diafragmas son elementos estructurales esenciales para la seguridad y estabilidad de las edificaciones, en particular durante un evento sísmico, transfiriendo las cargas laterales a los elementos estructurales verticales, como muros y columnas. Su diseño y construcción son esenciales para asegurar la resistencia y la integridad de las estructuras. Asimismo, el ACI 318-2019, define a los diafragmas como elementos estructurales planos horizontales o casi horizontales que sirven para transferir cargas laterales provenientes de los sismos, además, en su inciso 18.12.6.1 considera como diafragmas a aquellas losas de concreto armado que cuentan con un espesor mínimo de 50 *mm*. Los diafragmas también conectan los elementos de la edificación, formando una estructura tridimensional que proporciona apoyo lateral a estos elementos y los integra al sistema de resistencia contra fuerzas laterales. A continuación, se indican las principales funciones de los diafragmas de piso:

- Soportar las cargas de gravedad de la edificación.
- Soportar los elementos de la edificación como muros, tabiques, etc., que resisten fuerzas horizontales, pero no conforman el sistema estructural vertical (columnas, muros portantes, etc.) que resiste fuerzas laterales (sismo y viento).
- Transferir las fuerzas laterales al sistema estructural vertical de la edificación.
- Conectar los elementos estructurales verticales.
- Resistir las fuerzas horizontales generadas por columnas inclinadas al resistir cargas gravitatorias y sísmicas (Moehle et al, 2010).
- Resistir las cargas provenientes de la presión del suelo cuando la edificación presenta sótanos. Así pues, en construcciones con niveles por debajo del terreno natural, los muros de los sótanos presentan un empuje debido a la presión del suelo. Estos muros situados entre diafragmas transmiten fuerzas compresivas como reacción a dicha presión.

A continuación, en la Figura N°2.1, se presentan las principales funciones de un diafragma dentro de una edificación:

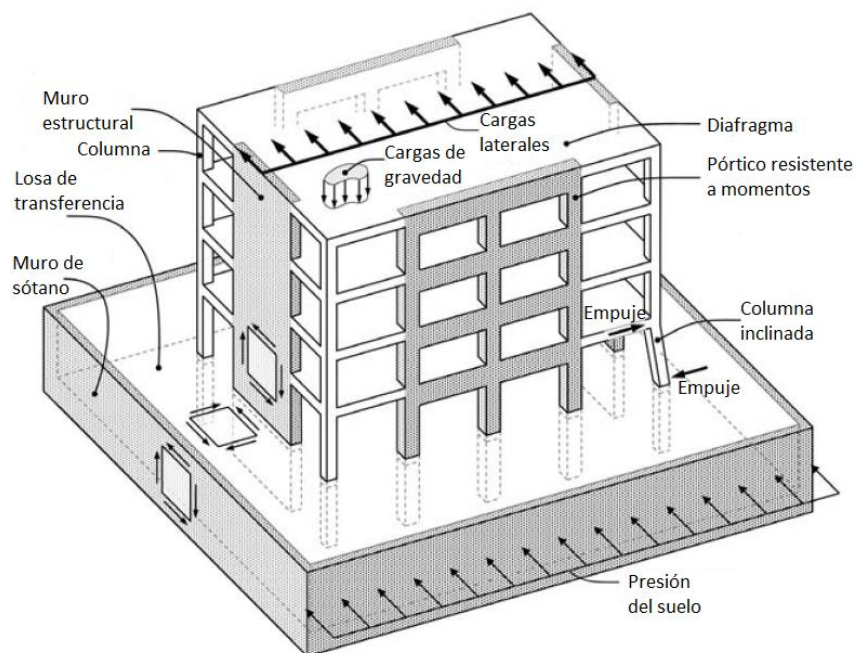


Figura N°2.1 Funciones principales del diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

De esta manera, cuando la edificación está sometida a cargas laterales, los diafragmas distribuyen dichas cargas entre los elementos estructurales verticales según el bosquejo presentado en la Figura N°2.2:

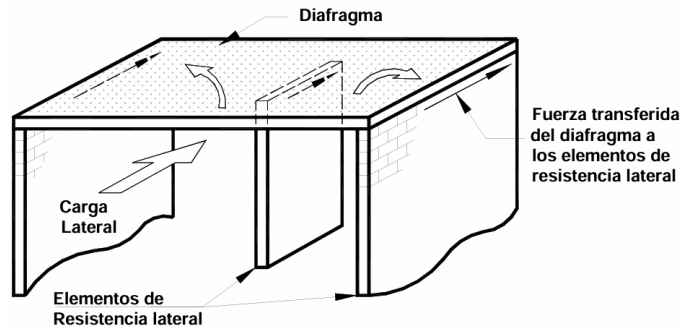


Figura N°2.2 Transferencia de carga del diafragma a los elementos estructurales verticales
(Blandón Valencia, 2005)

Una vez comprendida la definición y las funciones principales de un diafragma estructural, es importante entender su comportamiento bajo cargas sísmicas, ya que esto influye directamente en el desempeño estructural del edificio.

2.1.1 Comportamiento del diafragma ante cargas sísmicas

En la actualidad se reconoce la existencia de dos tipos de diafragmas en función a su comportamiento ante cargas sísmicas. Chinchilla (2012) menciona que los diafragmas rígidos son capaces de transmitir movimientos de cuerpos rígidos sin deformarse o flexionarse ante cargas laterales contenidas en su plano. Sin embargo, los diafragmas flexibles se deforman ante dichas cargas, lo que resulta una falta de compatibilidad de desplazamientos laterales en los pórticos y muros. Asimismo, este comportamiento no sólo depende de la rigidez del diafragma con respecto a la de los elementos verticales, sino también de la configuración estructural de la edificación (Figura N°2.3).

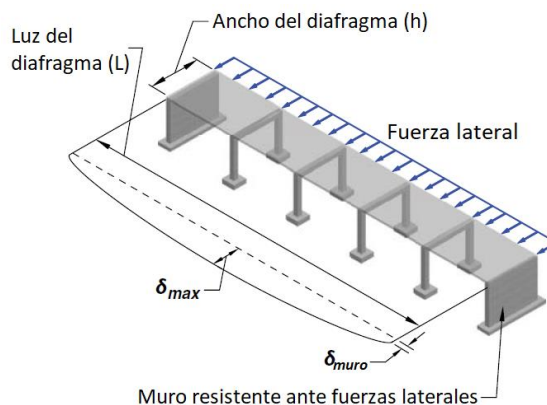


Figura N°2.3 Ejemplo de diafragma que podría no ser considerado como rígido (Adaptado y modificado de ACI 318, 19)

2.1.1.1 Diafragmas rígidos

Los diafragmas rígidos son losas que, idealmente, se consideran con una rigidez mucho mayor en comparación con los elementos verticales, como columnas y muros. Aunque en la práctica ningún elemento estructural puede tener una rigidez infinita, esta suposición se utiliza frecuentemente debido a que facilita considerablemente el análisis estructural. De esta manera, se reduce la incertidumbre en la distribución de cargas y las deformaciones en la estructura. Asimismo, esta condición establece que el diafragma no sufre ningún tipo de deformaciones en su plano, por lo cual la distribución de fuerzas hacia los elementos de apoyo es proporcional a sus rigideces laterales, transmitiendo así, fuerzas de momento y torsión a los elementos verticales. En la Figura N°2.4 se muestra el comportamiento de un diafragma rígido y la naturaleza de las fuerzas generadas en los elementos de apoyo.

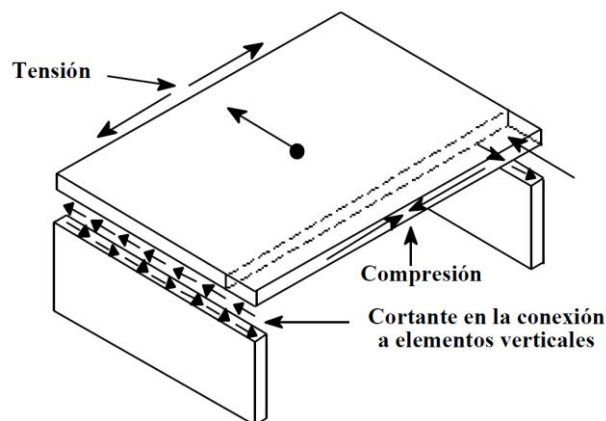


Figura N°2.4 Comportamiento de un diafragma rígido (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

Además, es importante mencionar que muchas normas internacionales para definir la condición de diafragma rígido se basan únicamente en la relación de aspecto en planta, siendo esta igual al cociente entre el largo y ancho (Figura N°2.5).

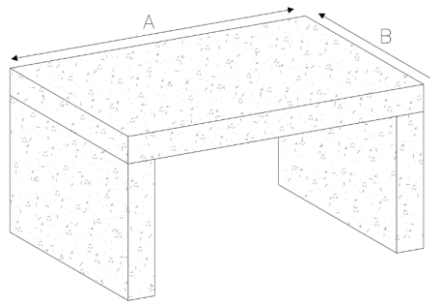


Figura N°2.5 Relación de aspecto en planta de una edificación (A/B)

2.1.1.2 Diafragmas flexibles

En contraste con los diafragmas rígidos, los diafragmas flexibles son elementos estructurales que se deforman en su plano cuando son sometidos a fuerzas laterales (Figura N°2.6), teniendo una rigidez insuficiente para distribuir uniformemente estas fuerzas a los elementos verticales de soporte. Este tipo de comportamiento hace que las fuerzas cortantes que actúan en los elementos verticales estén en relación directa con sus áreas tributarias, en lugar que su rigidez.

Es importante destacar que los diafragmas flexibles, a diferencia de los diafragmas rígidos, no generan torsión y originan un mayor periodo de vibración en la estructura (Tena et al., 2013).

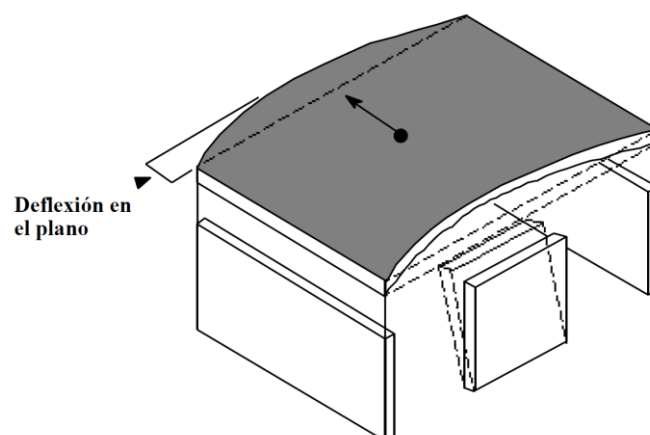


Figura N°2.6 Comportamiento de un diafragma flexible (Organización Panamericana de la Salud, 2000)

Cuando se trata de un diafragma flexible, la deformación tanto del diafragma como de los elementos verticales es un aspecto importante. Por lo tanto, muchos

criterios utilizan el cociente entre la máxima deformación horizontal del diafragma entre el desplazamiento lateral promedio de los elementos verticales como referencia para distinguir entre un diafragma flexible y uno rígido. Por lo expuesto anteriormente, en la Figura N°2.7, se representan las deformaciones presentes en dos diafragmas flexibles cuando se someten a cargas laterales:

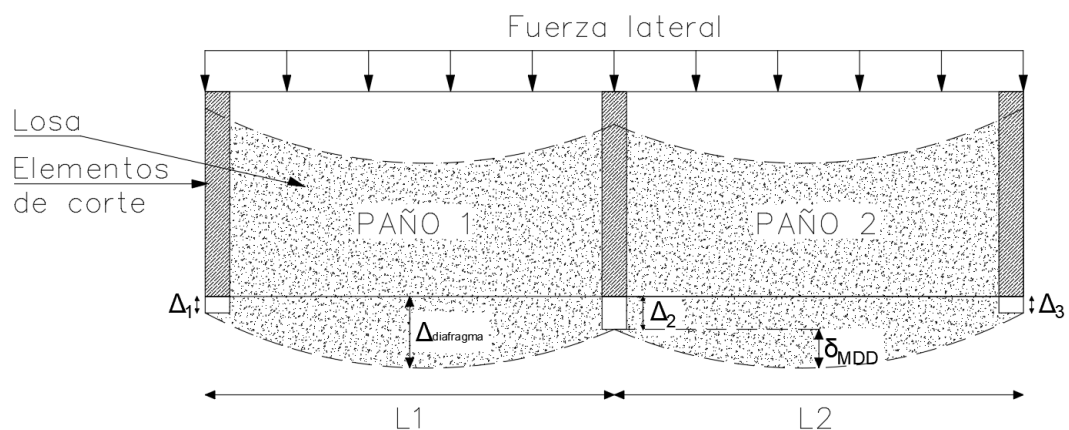


Figura N°2.7 Deformación en una estructura conformada por diafragmas flexibles

Por otro lado, en la práctica, los diafragmas suelen presentarse como losas aligeradas en una o dos direcciones, así como losas macizas. A continuación, se describen estos tipos de losas:

2.1.2 Losas aligeradas en una dirección

Son elementos estructurales planos utilizados en la construcción de edificaciones y otras estructuras, siendo estos los pisos y techos, los cuales, se encuentran unidos monolíticamente a vigas, columnas y muros estructurales en una edificación. De manera puntual, este tipo de diafragmas se construyen a partir de una mezcla de concreto armado y un conjunto de materiales aligerantes que con frecuencia son ladrillos de arcilla hueca o Tecnopor. Estas losas tienen como función principal recibir las cargas gravitacionales y sísmicas, y transmitirlas a los elementos verticales. Aunque es conocido que el reforzamiento planteado para el aligerado se realiza en dos direcciones (acero en viguetas y acero de temperatura), se debe mencionar que la transmisión de fuerzas se realiza uniformemente en una dirección. En la Figura N°2.8, mostrada a continuación, se aprecia la sección típica de una losa aligerada que hace uso de ladrillos de arcilla.

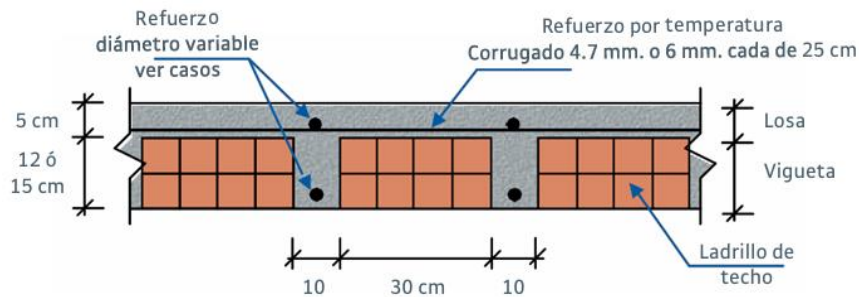


Figura N°2.8 Detalle general de una losa aligerada (ACEROS AREQUIPA, 2022)

De acuerdo con la Figura N°2.8, se puede apreciar que la losa aligerada unidireccional es un elemento estructural con una gran parte vacía en toda su estructura. Llegando así a ser modelada y diseñada como vigas en T que poseen un ancho de alma de 0.10 m y alero mínimo de 0.05 m, siendo este último el determinante de la rigidez de la losa.

2.1.3 Losas aligeradas en dos direcciones

Son elementos estructurales que distribuyen las fuerzas solicitadas alrededor de su perímetro. Estas losas presentan espacios vacíos que reducen la cantidad de concreto, disminuyendo así su peso propio. En particular, las losas aligeradas construidas en dos direcciones utilizan elementos aligerados y transmiten las fuerzas en dos direcciones perpendiculares (Figura N°2.9). Blanco Blasco (1994) recomienda utilizar estas losas en paños aproximadamente cuadrados con luces de entre 6 y 8 metros, ya que en estas condiciones resultan livianas y económicas. Además, según la norma E.060 (2009) se pueden emplear losas nervadas bidireccionales cuando la relación entre el largo y el ancho de un paño es menor que 2.

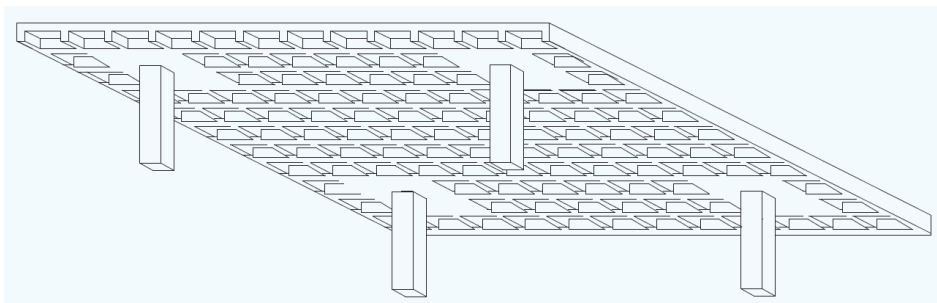


Figura N°2.9 Losa aligerada en dos direcciones (Ortega García, 2016)

2.1.4 Losas macizas

Las losas macizas de concreto armado son elementos estructurales planos y continuos. Este tipo de losas son sólidas, sin vacíos ni aligeramientos (Figura N°2.10), lo que le proporciona una gran rigidez y capacidad de carga. Se utilizan en la construcción de pisos, techos y otras superficies horizontales en edificaciones y estructuras. Las losas macizas se apoyan sobre vigas, columnas o muros, que transmiten las cargas a los cimientos. Entre sus principales características destacan su elevada rigidez en su plano y su capacidad para soportar y distribuir cargas pesadas de manera uniforme, lo que las hace versátiles para una amplia variedad de aplicaciones estructurales.

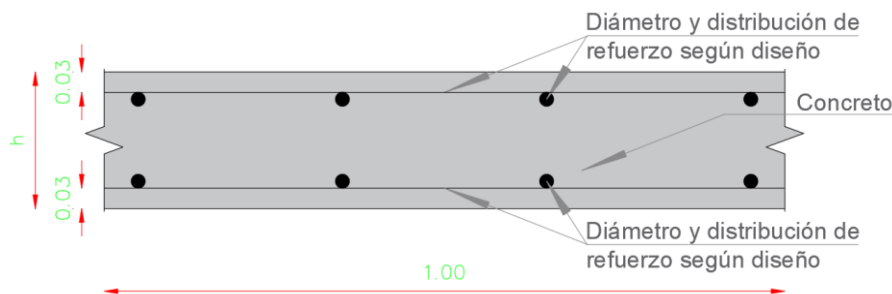


Figura N°2.10 Detalle general de una losa maciza

2.2 Clasificación de diafragmas según normativas

Actualmente, es reconocido que no hay un consenso global para definir de forma precisa los diafragmas rígidos y flexibles. A pesar de los esfuerzos, hay diferencias significativas en cómo cada normativa internacional sugiere identificar estos dos tipos de diafragmas. A continuación, se presentan las diferentes normativas internacionales que establecen criterios para distinguir los diafragmas, así como también el propuesto en la RNE.

2.2.1 Norma E.070 (2006) “Albañilería”

La única norma nacional que proporciona criterios para definir el comportamiento de un diafragma es la Norma E.070. El capítulo 6 de esta norma menciona los siguientes aspectos de un diafragma rígido:

“6.1.1 Se recomienda optar por construcciones que cuenten con un diafragma rígido y continuo. Esto significa que las construcciones deben tener losas de entrepiso y techo, así como cimientos que funcionen como componentes

integradores de los muros portantes, asegurando así, que sus desplazamientos laterales sean coherentes y coordinados”.

“6.1.2 Se puede determinar que un diafragma es rígido si la proporción entre la longitud de sus lados no supera el valor de 4. Además, es importante tener en cuenta y analizar cómo las aberturas y las discontinuidades presentes en la losa afectan la rigidez del diafragma”.

“6.1.3 Es esencial que los diafragmas estén unidos firme y permanentemente a todos los muros, garantizando así su rol de repartir las cargas laterales de acuerdo con la rigidez de cada muro y servirles, al mismo tiempo, como arriostres horizontales”.

“6.1.4 Los diafragmas en una edificación deben distribuir la carga de gravedad entre los muros, mejorando su ductilidad y resistencia al corte. Se recomienda usar losas macizas o aligeradas armadas en dos direcciones, aunque también se pueden emplear losas unidireccionales si los esfuerzos axiales en los muros no superan el valor establecido por en la sección 7.1.1.b de la presente norma”.

“6.1.5 Cuando se utilizan elementos prefabricados para formar diafragmas, es importante que las conexiones entre estos elementos sean lo suficientemente fuertes para crear un sistema rígido. Este sistema debe cumplir con las funciones especificadas en las secciones 6.1.1 y 6.1.2 de la presente norma”.

“6.1.6 La cimentación debe ser el primer diafragma rígido en la base de los muros. Asimismo, su rigidez es indispensable para prevenir daños en los muros debido a causa de los asentamientos diferenciales”.

Sin embargo, en la propuesta de la E.070 (2019) capítulo 6, se retira lo mencionado en la sección 6.1.2 de la E.070 (2006), reemplazándola por:

“Se deberá considerar y evaluar el efecto que sobre la rigidez del diafragma tienen las aberturas y discontinuidades en la losa”.

Por otro lado, la norma E.060 (2009) en su sección 21.11.4 indica que el espesor mínimo que debe tener un diafragma para que transmita las fuerzas sísmicas a los elementos verticales debe ser de 5 cm. De lo explicado anteriormente, se puede observar que la normativa peruana ofrece información limitada sobre los diafragmas rígidos y carece de una definición precisa. Esta falta de claridad puede generar confusión en la aplicación práctica y en el diseño estructural, lo que podría afectar la seguridad y eficiencia de las edificaciones. Aunque se considera que un diafragma puede ser considerado rígido hasta para una relación de aspecto de 4, esta generalización conlleva a una alta incertidumbre en las fuerzas y deformaciones en la edificación debido a que no considera factores importantes como la distribución de cargas, la rigidez de los materiales y las condiciones de apoyo. Es fundamental que la normativa incluya definiciones claras y criterios específicos para garantizar una correcta interpretación y aplicación en los proyectos de construcción, minimizando así los riesgos asociados a la falta de precisión en el comportamiento de los diafragmas. De esta manera, de forma práctica, se muestra en la Figura N°2.11 una estructura que cumple con los requisitos para ser considerada como diafragma rígido según las escasas referencias mencionadas en la normativa peruana:

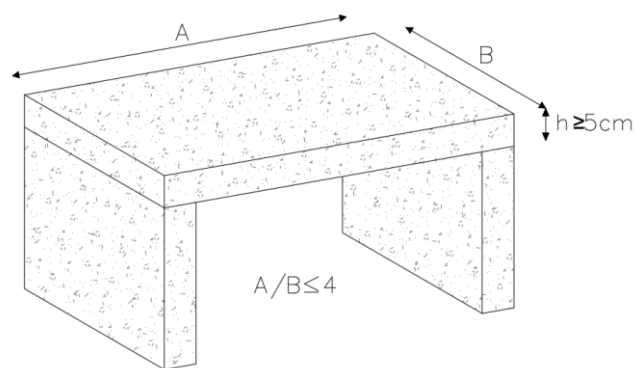


Figura N°2.11 Criterio para que un diafragma cumpla con la condición de diafragma rígido según las normativas E.060 (2009) y E.070 (2006)

Por otro lado, según la norma E.030 (2018), una estructura se considera irregular si presenta discontinuidades abruptas o variaciones significativas en la rigidez de los diafragmas, incluyendo aberturas que superen el 50% del área bruta. Además, se considera irregularidad si el área neta resistente de cualquier sección transversal del diafragma es menor al 25% del área total de la sección transversal.

2.2.2 ASCE 7-16 (USA)

De acuerdo con el ASCE 7-16 en su sección 12.3.1, menciona que los diafragmas se clasifican como rígidos cuando su relación de aspecto (longitud máxima dividida por el ancho) es menor o igual a 3. Además, estos diafragmas no deben tener irregularidades horizontales. Por otro lado, se consideran flexibles aquellos diafragmas que cumplen con las siguientes condiciones específicas:

- En estructuras conformadas por pórticos arriostrados con acero o concreto armado; o muros de corte compuestos de concreto, albañilería, acero o concreto armado.
- En viviendas unifamiliares y multifamiliares.
- En casos de estructuras ligeras, como paneles estructurales de madera, se pueden utilizar diafragmas sin una capa superior de concreto o materiales similares, siempre que esta capa no exceda los 38 mm de espesor.

Asimismo, de acuerdo con la Figura N°2.12, los diafragmas que no cumplan con las condiciones mencionadas pueden ser considerados como flexibles si cumplen con la siguiente condición:

$$\frac{\delta_{MDD}}{\Delta_{ADVE}} > 2 \quad (2.1)$$

Donde:

δ_{MDD} : Máxima deformación del diafragma en su plano.

Δ_{ADVE} : Promedio de distorsiones de los elementos verticales del entrepiso inmediatamente debajo del diafragma.

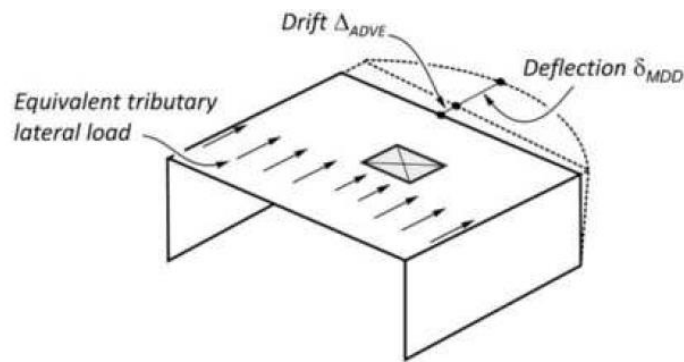


Figura N°2.12 Comportamiento de un diafragma con flexibilidad en su plano (American Society of Civil Engineers, 2016)

La normativa subraya, específicamente en la sección 12.3.1, que la clasificación de los diafragmas como rígidos o flexibles no es pertinente para el análisis estructural. Dado que es imposible que un elemento estructural posea una rigidez absoluta o nula, es más apropiado considerar los sistemas de piso como diafragmas semirrígidos.

2.2.3 El Eurocódigo 8 (Unión Europea)

Según el Eurocódigo 8 en su sección 5.10 (1), una losa con al menos 7 cm de espesor podría considerarse como un diafragma si está reforzada en sus dos direcciones horizontales, cumpliendo el refuerzo mínimo especificado en EN 1992-1-1:2004. Asimismo, en su sección 4.3.1 (4), establece que un diafragma se considera rígido si, al modelarlo con su flexibilidad real en el plano, sus desplazamientos horizontales no superan en ninguna parte los desplazamientos que resultan de la suposición de diafragma rígido en más del 10% de los desplazamientos horizontales absolutos correspondientes en la situación de diseño sísmico (Figura N°2.13).

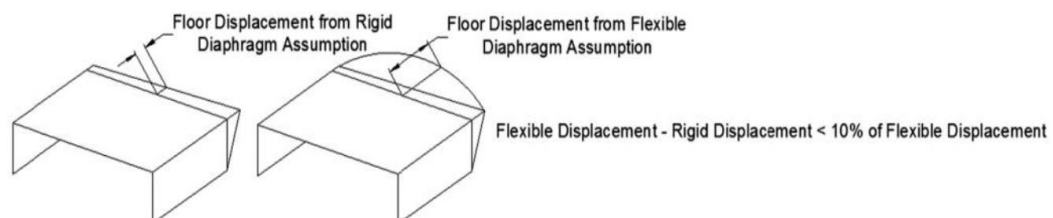


Figura N°2.13 Criterio para la condición de diafragma rígido (Eurocódigo 8, 2018)

2.2.4 NTC – Diseño por sismo (México)

Según lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias (NTC), específicamente en la sección 2.7.1, se considera que una losa actúa como un diafragma rígido si la deformación máxima dentro de su propio plano es menor que la mitad de la distorsión promedio de los elementos verticales en el piso inmediatamente inferior (Figura N°2.12).

Dicha normativa indica que las losas se comportarán como diafragmas rígidos, siempre y cuando estén conformadas por concreto, teniendo así, una relación de aspecto menor a 4, y, además, deberá cumplir con las siguientes condiciones:

- En planta no poseen entrantes ni salientes de dimensiones mayores al 20% de la longitud del lado del rectángulo circunscrito y paralelo a la dirección de la entrante o saliente.
- Los pisos no tienen aberturas que superen el 20% del área de la planta al que pertenecen, además, las aberturas no cambian de posición de un piso a otro. Este requisito no es aplicable en las azoteas de las edificaciones.

2.2.5 NZS 1170.5:2004 (Nueva Zelanda)

Según la cláusula C6.1.4 de la norma NZS 1170.5:2004 (“Structural Design Actions - Earthquake actions”), que trata sobre la respuesta de diafragmas, se menciona que la suposición de una losa actuando como diafragma rígido podría ser equívoca en ciertas situaciones. Estas situaciones incluyen:

- Grandes discontinuidades en el diafragma.
- Variaciones significativas en la rigidez dentro del plano del diafragma.
- Presencia de grandes esquinas entrantes en el diafragma.

Por ello, se recomienda considerar la flexibilidad en el plano del diafragma para evaluar estos efectos en la distribución de la fuerza lateral hacia los elementos verticales. Es importante destacar que estos requerimientos son cualitativos y se asemejan a los establecidos en la versión anterior de la norma (NZS 4203:1992). Aun cuando los requerimientos fueron cualitativos, en el Apéndice A de la norma en mención, se presenta unos criterios para definir si la losa se comporta como diafragma rígido:

- Una losa se comporta como un diafragma flexible siempre y cuando la relación entre la máxima deformación del diafragma en su plano y el promedio de distorsiones del entrepiso inmediatamente debajo del diafragma sea mayor que 2.
- Por otro lado, si dicha relación es menor que 2, entonces la losa puede ser considerada como un diafragma rígido.

Se puede observar que el criterio para definir a un diafragma flexible es igual al que establece el ASCE 7-2016. Sin embargo, para definir la condición de diafragma rígido no toma en cuenta la relación de aspecto, sino la relación de deformaciones. Así pues, si el diafragma se clasifica como rígido, se podrá considerar como infinitamente rígido en su plano. No obstante, según las condiciones establecidas en la cláusula 6.1.4.1, cuando los diafragmas no son rígidos en comparación con los elementos verticales, es necesario incluir una representación de la flexibilidad del diafragma en el modelo.

Finalmente, se observó que las normas internacionales únicamente toman en cuenta la relación de deformaciones y la relación de aspecto para determinar la rigidez del diafragma, sin considerar el espesor de este como un parámetro relevante para esta evaluación.

2.3 Métodos de análisis de diafragmas

Para simplificar el cálculo manual en el análisis estructural, los ingenieros suelen idealizar los elementos de una edificación, lo que facilita la aplicación de métodos estructurales. Estos métodos permiten comprender cómo los diafragmas distribuyen las cargas laterales, como las fuerzas sísmicas, hacia los elementos verticales. También permiten evaluar la rigidez del diafragma, determinando si se comporta como rígido o flexible. Además, ayudan a diseñar conexiones adecuadas entre los diafragmas y los elementos verticales, asegurando que sean lo suficientemente fuertes y rígidas para soportar las cargas aplicadas. Según el requerimiento de la sección 12.5.1.3 del ACI 318-19, se identifican 4 métodos aceptables para el modelado y análisis de diafragmas:

2.3.1 Método de la Viga Equivalente

Los modelos de vigas idealizan a un diafragma como una viga apoyada en soportes que pueden ser rígidos o flexibles. El análisis de estos modelos incluye la determinación de momentos internos, esfuerzos cortantes y reacciones. Los ingenieros suelen emplear tres versiones de este enfoque: el Método Básico de la Viga Equivalente, el Método de la Viga Equivalente Sobre Resortes y el Método de la Viga Equivalente Corregida.

2.3.1.1 Método Básico de la Viga Equivalente

Este método facilita el análisis de diafragmas estructurales al representarlos como una viga horizontal que distribuye las cargas laterales a los elementos verticales, los cuales se consideran como apoyos fijos (Figura N°2.14). Esto permite determinar los diagramas de esfuerzo cortante y momento, así como evaluar su rigidez y resistencia.

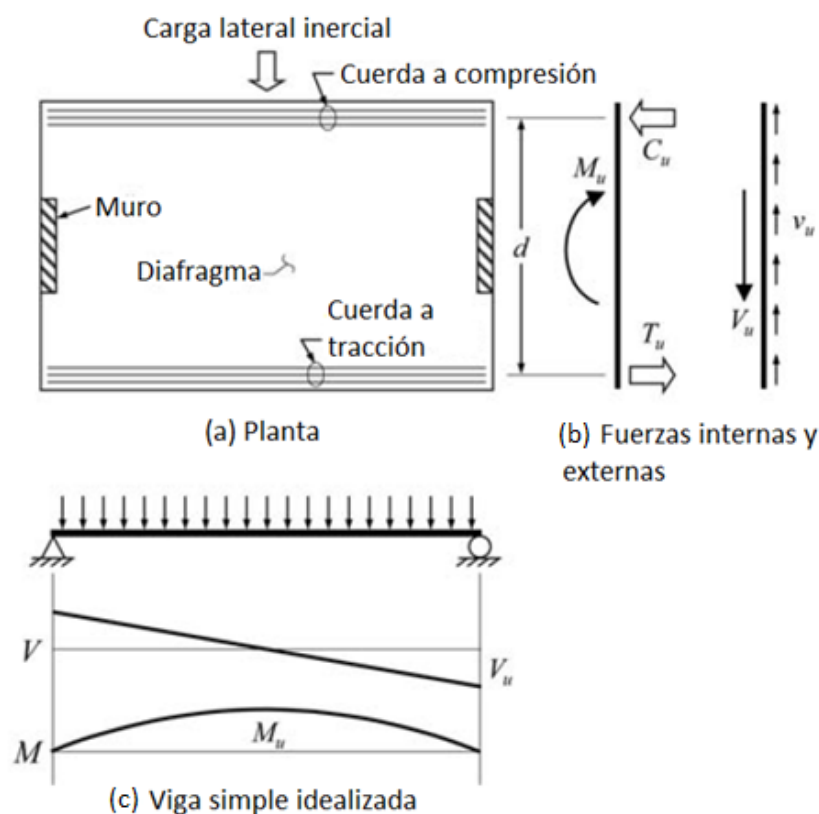


Figura N°2.14 Fuerzas de compresión y tracción en las cuerdas de un diafragma (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

2.3.1.2 Método de la Viga Equivalente Sobre Resortes

Este método considera el diafragma estructural como una viga apoyada en una serie de resortes, representando la interacción entre el diafragma y los elementos verticales de soporte. Además, la fuerza lateral generada por el sismo se considera como una fuerza uniformemente distribuida hacia abajo (Figura N°2.15). Este método permite un análisis más preciso de la distribución de cargas y deformaciones, al tener en cuenta la flexibilidad de los apoyos, y ofrece una evaluación detallada de la rigidez y resistencia del sistema estructural.

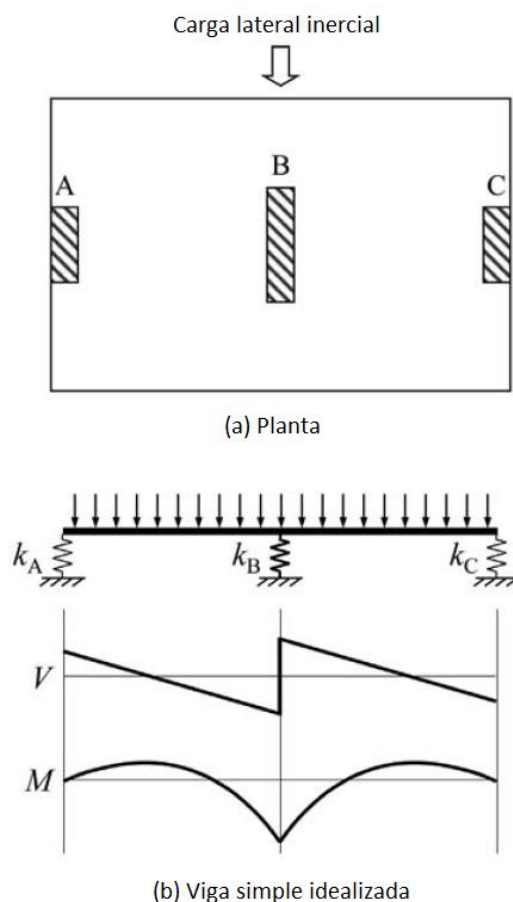


Figura N°2.15 Modelo de Viga Equivalente Sobre Resortes (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

2.3.1.3 Método de la Viga Equivalente Corregida

Los ingenieros emplean este método para analizar diafragmas estructurales considerando la interacción entre el diafragma y los elementos verticales de soporte. Este método ajusta la rigidez de la viga equivalente para reflejar más precisamente la distribución de cargas y deformaciones en el diafragma, teniendo

en cuenta la flexibilidad de los apoyos y las conexiones. Esto permite una evaluación más detallada y precisa de la rigidez y resistencia del sistema estructural.

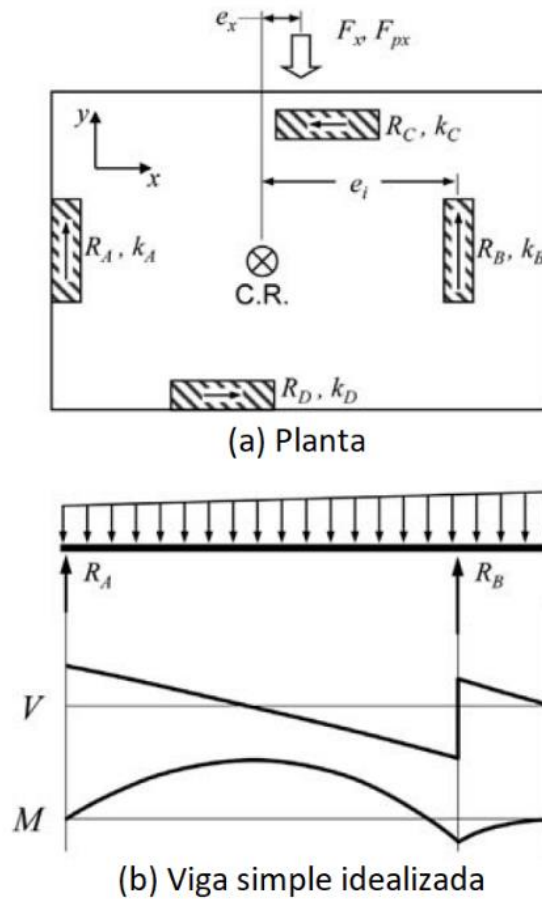


Figura N°2.16 Modelo de Viga Equivalente Corregida (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

Para edificios pequeños sin irregularidades, las reacciones se pueden calcular utilizando la fuerza inercial directa, F_x (o F_{px}), y considerando la torsión que surge de las diferencias entre el centro de rigidez y el centro de masa (Moehle et al., 2010). Según la Figura N°2.16, las fuerzas que el diafragma transmite a los elementos verticales se determinan de la siguiente forma:

$$R_i = F_x \frac{k_{ix}}{\sum k_{ix}} + F_x e_x \frac{e_i k_i}{J_r} \quad (2.2)$$

Donde:

R_i : Fuerza que actúa entre el diafragma y el elemento vertical i .

F_x : Fuerza del piso.

k_{ix} : Rigidez del elemento vertical i en la dirección x .

e_x : Distancia perpendicular entre el centro de rigidez y el centro de masa.

e_i : Distancia perpendicular entre el centro de rigidez y la rigidez k_i del elemento vertical i .

Además, J_r es el momento polar de inercia calculado de la siguiente manera:

$$J_r = \sum e_i^2 k_i \quad (2.3)$$

2.3.2 Método de Puntal y Tirante

El método de puntal y tirante es útil para analizar el comportamiento de los diafragmas estructurales y determinar las fuerzas en los elementos verticales, ya que permite modelar el diafragma como una armadura compuesta por puntales (en compresión) y tirantes (en tracción) (Schlaich et al., 1987). Esto facilita la identificación de cómo las fuerzas horizontales, como las cargas sísmicas, se transfieren a través del diafragma hacia los elementos verticales, especialmente en áreas con aberturas o geometrías irregulares (Figura N°2.17). Además, ayuda a determinar la redistribución de fuerzas en zonas de discontinuidad y a diseñar refuerzos adicionales donde se concentran las fuerzas, asegurando que tanto el diafragma como los elementos verticales puedan resistir las cargas aplicadas de manera segura.

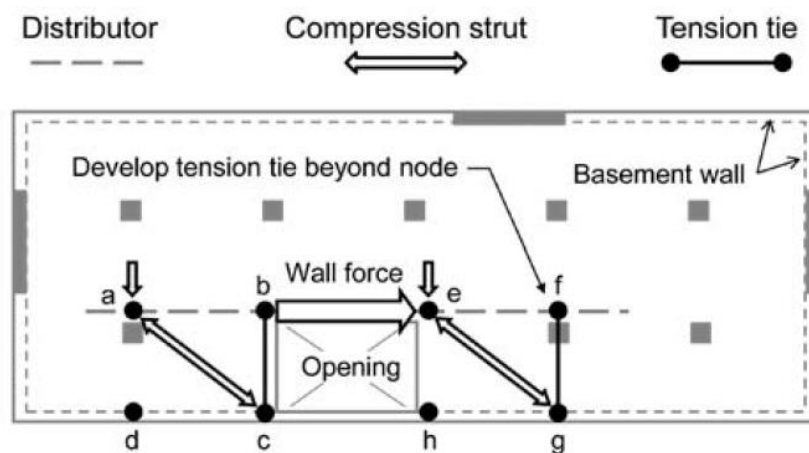


Figura N°2.17 Modelo de Puntal y Tirante en transferencia de fuerza hacia los muros de sótano (Moehle et al., 2010)

2.3.3 Método de Elementos Finitos

El Método de los Elementos Finitos (MEF) es fundamental para analizar las fuerzas y deformaciones en los diafragmas estructurales, ya que permite una modelización precisa tanto de la geometría como de las propiedades del material. Esto facilita una evaluación detallada del comportamiento de las fuerzas internas y su transferencia a los elementos de soporte. Este método es adecuado para estructuras irregulares (Figura N°2.18) y diversas condiciones de carga, proporcionando una visualización clara de los resultados y optimizando el diseño mediante simulaciones iterativas.

Para realizar un análisis de discretización efectivo en diafragmas, es crucial equilibrar la precisión del modelo con el costo computacional. El tamaño de los elementos debe ser lo suficientemente pequeño para capturar las variaciones en la respuesta del diafragma, pero no tan pequeño que incremente innecesariamente el tiempo de cálculo. Una regla común es que el tamaño del elemento no debe exceder $1/10$ de la longitud característica del diafragma. Además, en áreas donde se espera una alta concentración de esfuerzos o deformaciones, como alrededor de aberturas o conexiones con elementos verticales, se debe usar una malla más fina (Figura N°2.19).

Algunas ventajas y desventajas del MEF son:

Ventajas:

- Precisión: Ofrece una representación detallada de la geometría y las propiedades del material.
- Flexibilidad: Puede manejar estructuras complejas y condiciones de carga variadas.
- Optimización: Facilita la optimización del diseño mediante simulaciones iterativas.
- Visualización: Proporciona una visualización clara de los resultados.
- Reducción de Costes: Disminuye la necesidad de ensayos físicos en prototipos.

Desventajas:

- Complejidad Computacional: Requiere recursos computacionales significativos.

- Dependencia del Modelo: La precisión depende de la calidad del modelo y la discretización.

En resumen, el método de elementos finitos es una herramienta óptima para el análisis de diafragmas estructurales, ofreciendo resultados detallados y precisos, pero requiere experiencia y recursos computacionales adecuados.

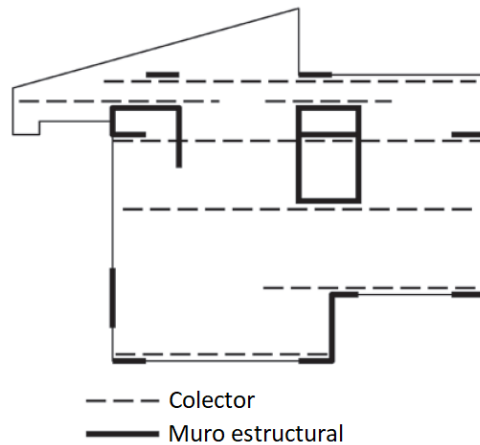


Figura N°2.18 Diafragma con configuración geométrica irregular (Adaptado y modificado de Moehle et al., 2010)

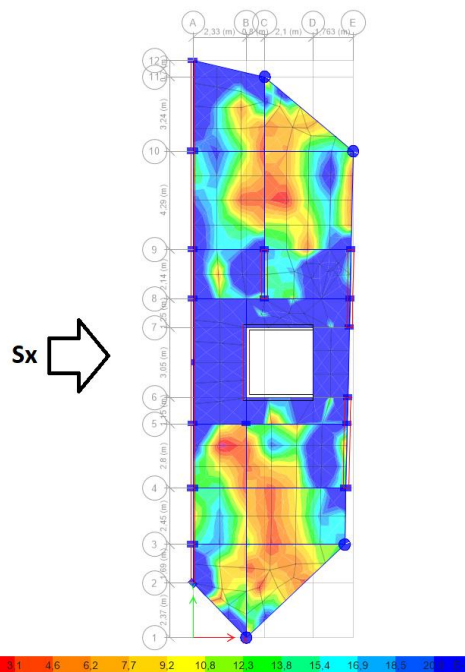


Figura N°2.19 Análisis del diafragma de una edificación irregular mediante el Método de Elementos finitos

2.3.4 Métodos Alternativos

La sección 12.5.1.3 inciso (d) del ACI 318-19 permite el uso de métodos alternativos (cualquier método de análisis distinto al tradicional) para el análisis y diseño de diafragmas, siempre y cuando estos métodos cumplan con los requisitos de equilibrio y resulten en resistencias que sean, como mínimo, equivalentes a las requeridas.

Por otra parte, la mayoría de las normas nacionales e internacionales que abordan el tema de diafragmas, consideran un comportamiento lineal elástico de estos, lo que implica que las deformaciones bajo cargas sísmicas se determinan mediante métodos de elasticidad. Sin embargo, es crucial considerar no solo las propiedades elásticas del material (como módulos de elasticidad, de cortante y de Poisson), sino también la magnitud y distribución de las cargas, la configuración geométrica del diafragma y sus condiciones de apoyo. De esta manera, para analizar el comportamiento de diafragmas ante cargas sísmicas, en la presente tesis se ha considerado idealizar a estos mediante el modelo de la “Viga Equivalente Sobre Resortes” ya que modela el diafragma como una viga continua apoyada sobre resortes, reduciendo significativamente la complejidad computacional, en comparación con métodos más detallados como el de Elementos Finitos, y permite incorporar fácilmente las características de rigidez y flexibilidad del diafragma. Además, se ha considerado adecuado aplicar el método de la rigidez para determinar las reacciones y deformaciones en el modelo, ya que facilita una interpretación clara de los resultados.

A continuación, se explicará a detalle el método de la rigidez aplicado al análisis de vigas.

2.4 Análisis de vigas utilizando el método de la rigidez

El método de la rigidez es una metodología ampliamente empleada en el análisis estructural de vigas ya que permite estimar las reacciones en los apoyos de los elementos, así como sus deformaciones y desplazamientos. Básicamente, aplica un conjunto de ecuaciones que interpretan las cargas nodales como combinaciones lineales de los desplazamientos nodales. La metodología en sí toma como parámetros iniciales a las longitudes de elementos estructurales, momentos de inercia y el módulo de elasticidad del concreto. Acorde menciona

Ottazzi Pasino (2014) algunas características del método de la rigidez son las siguientes:

- Está basado en la superposición de desplazamientos.
- Las incógnitas son los desplazamientos de los nudos o grados de libertad $\{u\}$.
- Las fuerzas de extremo de barra son forzadas a cumplir las ecuaciones de equilibrio de nudo.
- A través de las ecuaciones de equilibrio de nudo se obtiene un sistema de ecuaciones lineales (ecuaciones de equilibrio de nudo) en las cuales las incógnitas son los desplazamientos de los nudos $\{F\} = [K]\{U\}$.
- La compatibilidad siempre está garantizada mediante la correlación entre los desplazamientos nodales y las deformaciones de extremo de barra que concurren al nudo (Relaciones $U - u$). Dicha relación se expresa mediante $\{u\} = [A]\{U\}$ donde $[A]$ es la Matriz de Compatibilidad.
- Las Relaciones Constitutivas, a nivel de las barras, se expresan mediante $\{f\} = [k]\{u\}$ donde $[k]$ es la matriz de rigidez de la barra.
- Es aplicable tanto a estructuras isostáticas como a hiperestáticas.

Para realizar un análisis mediante el método de la rigidez se deben seguir un conjunto de cinco procesos descritos a continuación (Ottazzi Pasino, 2014):

- Se debe elegir un sistema carga desplazamiento $F - U$ en el cual se pueden realizar simplificaciones si la estructura presenta simetría.
- Se debe calcular las cargas nodales F_i y se ensambla en el vector $\{F\}$.
- Se ensambla la matriz de rigidez $[K]$. En algunas ocasiones será necesario calcular previamente el coeficiente de rigidez de la viga, como por ejemplo cuando la viga presenta sección variable (Relaciones $f - d$).
- Se soluciona el sistema de ecuaciones lineales, $\{F\} = [K]\{U\}$, mediante la expresión $\{U\} = [K]^{-1}\{F\}$.
- Por último, se calcula las fuerzas en los extremos de los tramos de la viga, $\{f\}$.

De acuerdo con lo descrito anteriormente, se presenta el elemento viga con sus grados de libertad:

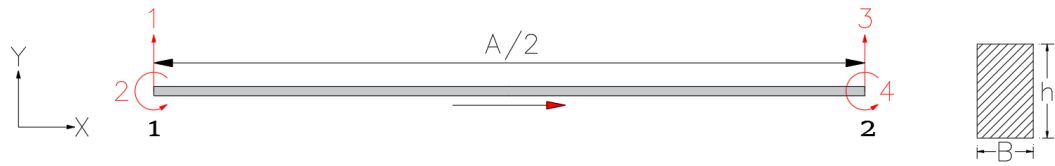


Figura N°2.20 Grados de libertad de una viga bidimensional

Además, sabemos que para su análisis de fuerzas y deformaciones se toma en cuenta la rigidez resolviendo la siguiente ecuación en coordenadas locales (Tena, 2007):

$$[K]\{U\} = \{F\} \quad (2.3)$$

Donde $\{u\}$ y $\{F\}$ son los vectores de desplazamientos (directos y por rotación) y de fuerzas (directas y momentos) del elemento en coordenadas locales. Si tomamos en cuenta que cada elemento viga se formula en función de los desplazamientos que experimenta en sus nudos extremos, podemos reescribir la ecuación 2.3 como (Tena, 2007):

$$\begin{bmatrix} [k_{11}] & [k_{12}] \\ [k_{21}] & [k_{22}] \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \{u_1\} \\ \{u_2\} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \{F_1\} \\ \{F_2\} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

Donde $\{u_1\}$ y $\{F_1\}$ son los vectores de desplazamientos y fuerzas en coordenadas locales del nodo 1 del elemento, $\{u_2\}$ y $\{F_2\}$ son los vectores de desplazamientos y fuerzas en coordenadas locales del nodo 2 del elemento, y $[k_{11}]$, $[k_{12}]$, $[k_{21}]$ y $[k_{22}]$ son las submatrices de rigidez del elemento en coordenadas locales, donde $[k_{11}]$ y $[k_{22}]$ contienen los coeficientes de rigidez directamente asociados a los grados de libertad y fuerzas de los nodos 1 y 2, respectivamente, y $[k_{12}]$ y $[k_{21}]$ contienen los coeficientes de rigidez que relacionan a los grados de libertad y fuerzas de los nodos 1 y 2. Por tanto, a partir de la ecuación 2.2 resulta claro que la forma general de la matriz de rigidez de cada elemento en coordenadas locales es (Tena, 2007):

$$[K] = \begin{bmatrix} [k_{11}] & [k_{12}] \\ [k_{21}] & [k_{22}] \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

Teniendo en cuenta la viga de la Figura N°2.21, las fuerzas actuantes y los desplazamientos correspondientes en los extremos de la viga (nodo 1 y 2) son (Tena, 2007):

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{1y} \\ M_{1x} \end{Bmatrix} \quad \{F_2\} = \begin{Bmatrix} F_{2y} \\ M_{2x} \end{Bmatrix} \quad (2.6)$$

$$\{u_1\} = \begin{Bmatrix} u_{1y} \\ \theta_{1x} \end{Bmatrix} \quad \{u_2\} = \begin{Bmatrix} u_{2y} \\ \theta_{2x} \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

A partir de la ecuación 2.3, se observa que las fuerzas y desplazamientos pueden relacionarse directamente por medio de la matriz de rigidez del elemento en coordenadas locales, $[k]$, subdividida convenientemente en la ecuación 2.4. Para el elemento viga bidimensional, sólo requerimos agrupar los coeficientes de rigidez que relacionan a las fuerzas cortantes y momentos flexionantes en el plano principal de flexión con los giros y desplazamientos que se experimentan en dicho plano. Por tanto, de acuerdo a las ecuaciones de resistencia de materiales se tiene la matriz de rigidez global de un elemento viga bidimensional considerando efectos de flexión y corte (Tena, 2007):

Tabla N°2.1 MATRIZ DE RIGIDEZ GLOBAL CONSIDERANDO DEFORMACIONES POR FLEXIÓN Y CORTE (TENA, 2007)

$$K = \begin{matrix} & \begin{matrix} 1 & 2 & 3 & 4 \end{matrix} \\ \begin{matrix} 1 \\ 2 \\ 3 \\ 4 \end{matrix} & \begin{bmatrix} \frac{12EI}{(1+\phi)L^3} & \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & -\frac{12EI}{(1+\phi)L^3} & \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} \\ \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{(4+\phi)EI}{(1+\phi)L} & -\frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{(2-\phi)EI}{(1+\phi)L} \\ -\frac{12EI}{(1+\phi)L^3} & -\frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{12EI}{(1+\phi)L^3} & -\frac{6EI}{(1+\phi)L^2} \\ \frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{(2-\phi)EI}{(1+\phi)L} & -\frac{6EI}{(1+\phi)L^2} & \frac{(4+\phi)EI}{(1+\phi)L} \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Capítulo III: Metodología de investigación

3.1 Modelo general

Acorde a lo señalado por Saffarini y Qudaimat (1992) después de analizar 37 edificios de concreto armado para comparar la diferencia entre un diafragma rígido y flexible, descubrieron que la idealización de diafragma rígido no genera incertidumbre para el modelamiento de estructuras aporticadas, esto debido a la despreciable rigidez de las columnas comparadas con la rigidez del diafragma. Sin embargo, cuando se emplean elementos estructurales de gran rigidez como es el caso de los muros de concreto armado, la rigidez de estos no se puede despreciar con respecto a la rigidez del diafragma, por ello el supuesto de diafragma rígido puede generar errores en el análisis sísmico de estructuras. Por tal motivo, en edificaciones compuestas por diafragmas apoyados en muros de concreto armado, es necesario realizar un análisis previo para determinar el comportamiento de estos ante cargas sísmicas, antes de considerar el diafragma como rígido. Para obtener una comprensión aproximada del comportamiento de un diafragma sometido a cargas sísmicas, es recomendable analizar una estructura simplificada, consistente en losas macizas apoyadas en muros estructurales. Por lo tanto, se propone simplificar la estructura modelándola como una viga horizontal apoyada en resortes, cuya rigidez es equivalente a la de los muros estructurales, tal como lo sugieren Moehle et al. (2010). De esta manera, las deformaciones en los muros se calcularán como las elongaciones en los resortes, y de manera similar, las deformaciones de las losas se determinarán como deformaciones de vigas, de acuerdo con la teoría de la Viga Equivalente Sobre Resortes (Moehle et al., 2010).

Por lo tanto, considerando lo expuesto anteriormente, el modelo general propuesto en el presente estudio se origina a partir de una estructura conformada por dos paños de losa maciza con espesores variables, apoyadas sobre tres muros de concreto armado paralelos entre sí. Esta estructura, con fines prácticos, se somete a una carga lateral distribuida proveniente de la acción sísmica, que actúa perpendicularmente a la longitud más extensa de la estructura (Figura N°3.1). El modelo será analizado utilizando el método de la matriz de rigidez, con el objetivo de determinar los desplazamientos y reacciones en la base, mediante un análisis lineal-elástico y considerando las condiciones de apoyo. Asimismo, se considera

que la losa se comporta como una membrana, deformándose exclusivamente en su plano y descartando la rigidez out-of-plane, consideración que no afecta la validez de los resultados obtenidos.

Adicionalmente, los resultados obtenidos a través de este modelo serán empleados para aplicar y comparar criterios de identificación de la rigidez de los diafragmas ante cargas sísmicas, de acuerdo con las normativas nacionales e internacionales establecidas. Además, esta comparación permitirá proponer un criterio que identifique diafragmas rígidos (según el modelo de la Figura N°3.1), manteniendo un enfoque conservador.

3.1.1 Descripción del modelo general

En la investigación, se analizaron tres muros de concreto armado con un espesor t , ancho B , altura H y distanciados entre sí una longitud de A . Además, se consideraron valores variables para el espesor (h) y el largo de la losa (A), tal y como se observa en la Figura N°3.1.

Los elementos estructurales están conformados por concreto armado, considerando valores estándar de resistencia a la compresión de $f'c=210 \text{ kgf/cm}^2$ y un coeficiente de Poisson de $\mu=0.15$.

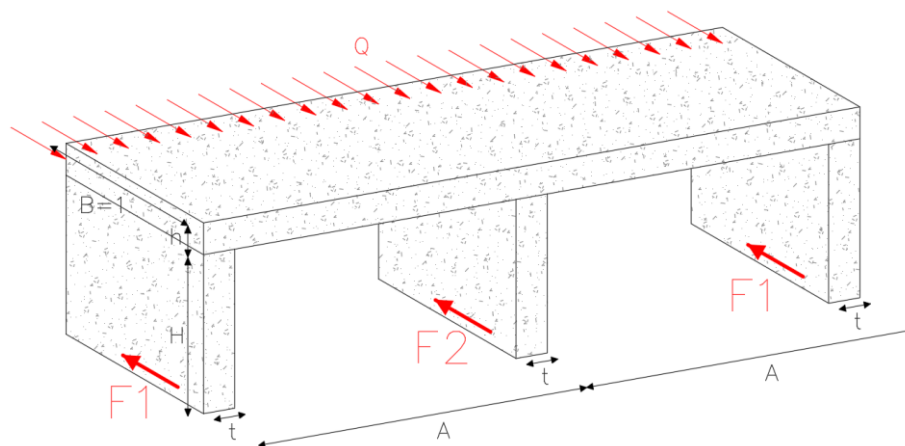


Figura N°3.1 Modelo general de la estructura

Siendo:

Q : Carga lateral distribuida (kgf/m).

B : Ancho del muro (m).

H: Altura del muro (m).

t: Espesor del muro (m).

A: Largo de la losa (m).

B: Ancho de la losa (m).

h: Espesor de la losa (m).

3.2 Evaluación y propuesta del criterio

3.2.1 Evaluación del criterio

En la sección 2.2 del presente estudio, se examinaron las normas nacionales e internacionales de diseño sismorresistente que establecen criterios de clasificación de los diafragmas según su rigidez, permitiendo distinguir entre comportamientos rígidos y flexibles ante cargas sísmicas laterales. De los criterios estudiados, se encontró que la mayoría de las normas establecen criterios de acuerdo a la relación de aspecto del diafragma. Este es el caso de la norma E.070 (2006), la cual toma como referencia la relación de aspecto de los diafragmas como identificador de su comportamiento rígido. Sin embargo, algunas normas internacionales identifican el comportamiento de un diafragma de acuerdo con la relación de la deformación de la losa en su plano entre el promedio de la distorsión de entrepiso de la estructura. En la Figura N°3.2 y N°3.3, se ilustra el comportamiento del modelo estructural propuesto en la presente investigación, bajo dos escenarios diferentes: con diafragmas rígidos y flexibles, respectivamente, facilitando así un análisis comparativo de sus comportamientos.

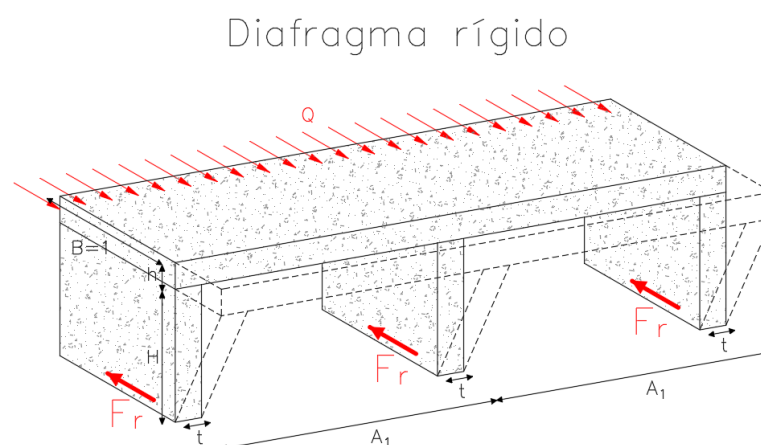


Figura N°3.2 Reacciones en la base del modelo general en base a un sistema con diafragmas rígidos

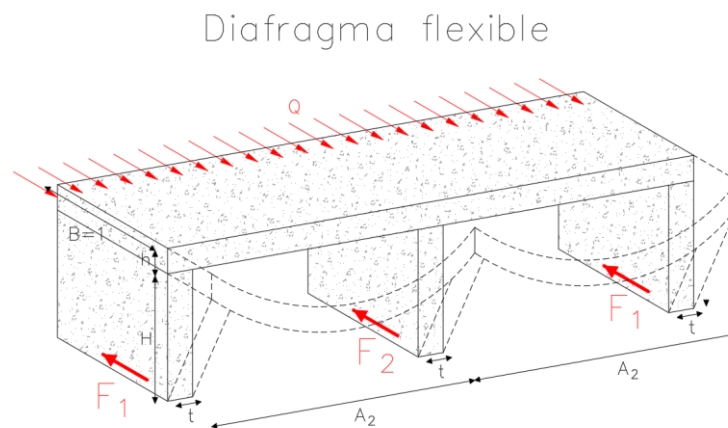


Figura N°3.3 Reacciones en la base del modelo general en base a un sistema con diafragmas con flexibles

3.2.2 Proposición del criterio

El objetivo de la presente investigación es definir los criterios que identifican cuándo una losa se comporta como un diafragma rígido ante cargas sísmicas. Por esta razón, en las Figuras N° 3.2 y N° 3.3 se muestran la deformada y las fuerzas que actúan sobre esta ante una carga lateral distribuida, cuando están conformadas por un sistema de diafragmas rígidos y flexibles, respectivamente.

Es importante mencionar que, para el caso ideal de la Figura N° 3.2, al tratarse de una estructura simétrica conformada por un sistema de diafragmas rígidos, los tres muros tendrán las mismas reacciones en la base, y por esta razón, el mismo desplazamiento, siempre que los tres muros posean la misma rigidez. Sin embargo, para el caso del modelo de la Figura N° 3.3, al no tratarse de una estructura con condiciones ideales, las reacciones en la base de los muros no guardan una relación, por eso, es necesaria la aplicación de un método estructural.

De acuerdo con la sección 2.3 del ACI 318-19, existen cuatro criterios para analizar diafragmas. Sin embargo, debido a la simplicidad y regularidad de la estructura, en el presente estudio, se decidió idealizarla mediante el modelo de Viga Equivalente Sobre Resortes. Este modelo resulta propicio ya que considera la rigidez de los muros, lo que permite un análisis básico mediante el Método de la Rigidez. De esta forma, se pueden determinar las reacciones y deformaciones por flexión y corte generadas por la carga lateral distribuida.

Una vez establecido el método de análisis, resulta conveniente comparar los resultados del modelo de la Figura N°3.3 con los del modelo de la Figura N°3.2, específicamente la reacción del muro central. Por efectos de flexibilidad, la reacción del muro central (F_2) del modelo de la Figura N°3.3 será mayor que la del modelo de la Figura N°3.2, (F_r). Sin embargo, es necesario conocer qué tanto es mayor ya que si la reacción resulta sobrepasar el límite de resistencia, entonces el muro podría colapsar en condiciones reales.

Considerando el criterio de la norma E.070 (2006) y la idealización del modelo mediante la viga equivalente sobre resortes, por medio del método de la matriz de rigidez se obtiene que la reacción F_2 excede en 23.12% a la reacción F_r . Permitiendo, de esta manera, un margen de exceso de hasta 20% en la reacción F_2 respecto a la reacción F_r . Por lo tanto, en esta tesis se define un criterio para identificar un diafragma rígido, según el modelo de la Figura N°3.1, el cual establece que la relación de aspecto del diafragma debe ser tal que la reacción F_2 no supere en más de 5%; 10%; 15% o 20% a la reacción F_r para un espesor dado.

3.3 Influencia del espesor y relación de aspecto de la losa en las reacciones y deformaciones de la estructura

Una vez seleccionada el esquema (Figura N°3.3), el modelo de idealización (Modelo de Viga Equivalente Sobre Resortes), el método de análisis estructural (Método de Rigidez) y el criterio de identificación de diafragma rígido, es fundamental que se definan los parámetros de análisis para así obtener las reacciones y deformaciones en la estructura. De los parámetros vistos en el modelo general de la sección 3.1.1, se definen valores constantes para los muros $t=0.20$ m, ancho de la losa $B=1$ m y una altura típica en edificaciones de $H=3$ m, los cuales forman parte del alcance de esta investigación. Asimismo, para el espesor de la losa, se consideran valores enteros variables de $h=0.05$; 0.10; 0.15 y 0.20 m que se evalúan en función de la longitud de la losa $A=1$; 2;...; 8 m. Definidos los parámetros de la estructura, se calculan las reacciones F_2 (Figura N°3.3) y las reacciones F_r (Figura N°3.2) con el objetivo de determinar la diferencia relativa de ambas reacciones según la expresión (3.2).

Por lo tanto, según la Figura N°3.2, al tratarse de un sistema conformado por diafragmas rígidos, las reacciones en los muros serán iguales y se determinará con la siguiente expresión:

$$F_r = \frac{2 * Q * A}{3} \quad (3.1)$$

De manera similar, de acuerdo con las Figuras, N°3.2 y N°3.3, la diferencia relativa de reacciones se determina de la siguiente manera:

$$\Delta F = \left(\frac{F_2 - F_r}{F_r} \right) * 100\% \quad (3.2)$$

También, con el fin de evaluar el criterio establecido por el Eurocódigo 8, se determina la relación del máximo desplazamiento del diafragma con flexibilidad en su plano entre el desplazamiento del diafragma actuando como diafragma rígido:

$$\left(\frac{\delta_{\text{diafragma}}}{\delta_{\text{rígido}}} \right) \quad (3.3)$$

Por último, de acuerdo con el criterio establecido por la NZS 1170.5:2004, se determina la relación de la máxima deformación horizontal del diafragma entre el promedio de distorsiones de los elementos verticales del entrepiso ubicado inmediatamente debajo del diafragma:

$$\left(\frac{\delta_{\text{MDD}}}{\Delta_{\text{distorsiones}}} \right) \quad (3.4)$$

3.3.1 Ensamblado de la matriz de rigidez

De acuerdo con lo explicado anteriormente, el modelo estructural real de la Figura N°3.3 se puede idealizar como una viga horizontal apoyada sobre tres resortes con la misma rigidez que el muro, "K". Así, en la Figura N°3.4 se muestra el modelo estructural idealizado que se utilizará como referencia para aplicar el método de la rigidez, para posteriormente obtener y analizar sus reacciones y deformaciones.

Asimismo, para evitar confusiones en el desarrollo de la investigación, se emplearán indistintamente los términos "vigas" y "resortes" para referirse a las losas y muros, respectivamente, y viceversa

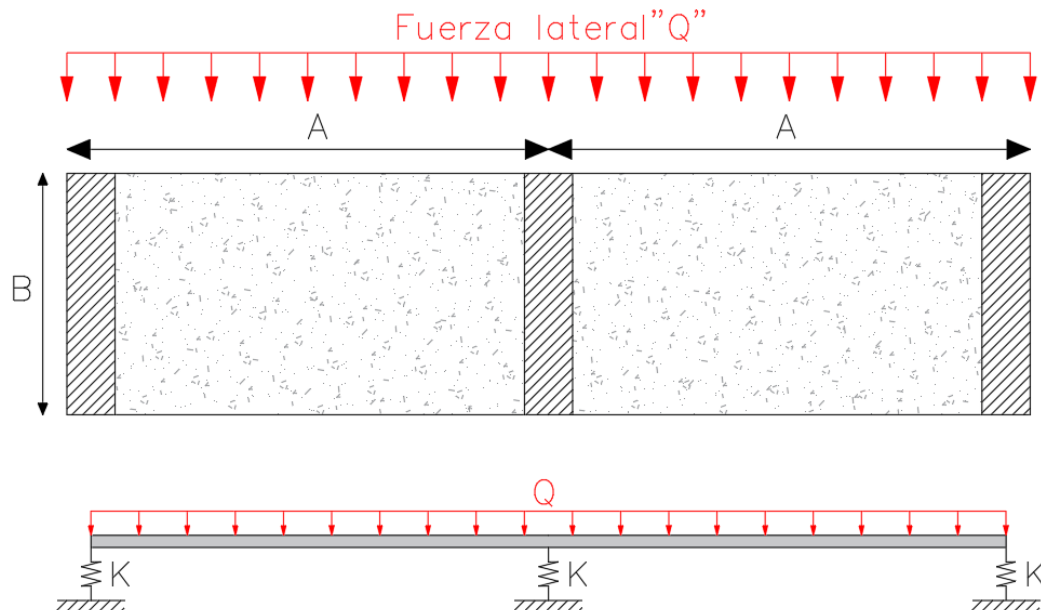


Figura N°3.4 Representación del Método de Viga Equivalente Sobre Resortes aplicado al modelo general real

Con el propósito de hallar las máximas deformaciones en los diafragmas (puntos medios), se dividió la viga en 4 tramos, generando así 2 grados de libertad por cada nodo, no obstante, de manera práctica se restringió la rotación en los nodos debido al gran momento de inercia de los muros, obteniendo así, un grado de libertad de desplazamiento en dichos nodos, resultando en total 7 grados de libertad globales.

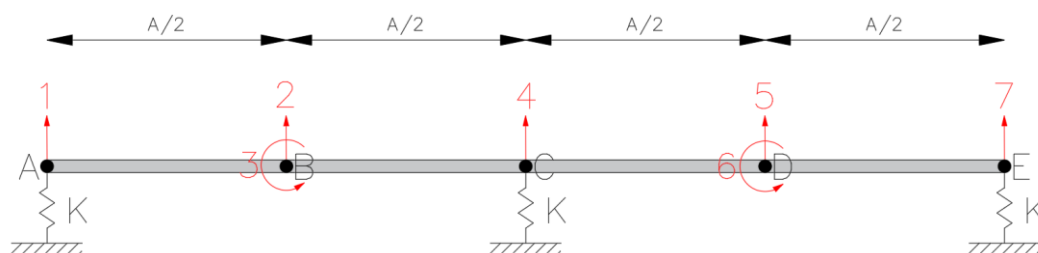


Figura N°3.5 Grados de libertad globales en viga con apoyos flexibles

De esta manera, se procede a calcular los valores del módulo de elasticidad, momento de inercia, área de sección transversal y módulo de corte, de la viga, para un espesor inicial de $h=0.05$ m, en base a las características descritas del modelo en la sección 3.3:

➤ Módulo de elasticidad de la viga para $f'c=210$ kgf/cm²:

$$E_{\text{viga}} = 15000 * \sqrt{f'c} \quad (3.5)$$

$$E_{\text{viga}} = 2173706511,928 \text{ kgf/m}^2$$

- Momento de inercia de la viga para $h=0.05 \text{ m}$ y $B=1 \text{ m}$:

$$I_{\text{viga}} = \frac{h * B^3}{12} \quad (3.6)$$

$$I_{\text{viga}} = 0.004167 \text{ m}^4$$

- Producto del módulo de elasticidad y el momento de inercia de la viga:

$$(E * I)_{\text{viga}} = 2173706511,928 * 0.004167$$

$$(E * I)_{\text{viga}} = 9057110.466 \text{ kgf. m}^2$$

- Área de la sección transversal de la viga para $h=0.05 \text{ m}$ y $B=1 \text{ m}$:

$$A_{\text{viga}} = h * B \quad (3.7)$$

$$A_{\text{viga}} = 0.05 \text{ m}^2$$

- Área de corte de la viga, para un factor de forma $k=1.2$ para secciones rectangulares (Hibbeler, 2012):

$$A_{S_{\text{viga}}} = \frac{A_{\text{viga}}}{k} \quad (3.8)$$

$$A_{S_{\text{viga}}} = 0.042 \text{ m}^2$$

- Módulo de corte de la viga para $\mu_{\text{viga}}=0.15$:

$$G_{\text{viga}} = \frac{E_{\text{viga}}}{1 + \mu_{\text{viga}}} \quad (3.9)$$

$$G_{\text{viga}} = 945089787.795 \text{ kgf/m}^2$$

Después de obtener el valor del módulo de corte " G_{viga} ", se evalúa el factor " ϕ_{viga} ", el cual tiene en cuenta las deformaciones por cortante en la viga.

$$\emptyset_{\text{viga}} = \frac{12 * (E * I)_{\text{viga}}}{G_{\text{viga}} * A_{S_{\text{viga}}} * \left(\frac{A}{2}\right)^2} \quad (3.10)$$

$$\emptyset_{\text{viga}} = 11.04$$

De manera similar, se procede a determinar los valores del módulo de elasticidad y momento de inercia de los muros, los cuales tienen un espesor $t=0.20$ m, altura $H=3$ m y ancho $B=1$ m:

- Módulo de elasticidad del muro para $f'c=210$ kgf/cm²:

$$E_{\text{muro}} = 15000 * \sqrt{f'c} \quad (3.11)$$

$$E_{\text{muro}} = 2173706511,928 \text{ kgf/m}^2$$

- Momento de inercia del muro para $t=0.20$ m y $B=1$ m:

$$I_{\text{muro}} = \frac{t * B^3}{12} \quad (3.12)$$

$$I_{\text{muro}} = 0.01667 \text{ m}^4$$

- Producto del módulo de elasticidad y el momento de inercia del muro:

$$(E * I)_{\text{muro}} = 2173706511,928 * 0.01667$$

$$(E * I)_{\text{muro}} = 36228441,865 \text{ kgf. m}^2$$

- Área de la sección transversal del muro para $t=0.20$ m y $B=1$ m:

$$A_{\text{muro}} = t * B \quad (3.13)$$

$$A_{\text{muro}} = 0.20 \text{ m}^2$$

- Producto del módulo de elasticidad y el área de la sección transversal del muro:

$$(E * A)_{\text{muro}} = 434741302.386 \text{ kgf}$$

Con los parámetros definidos, se procede a calcular las deformaciones que experimentan los muros debido a los efectos de flexión y corte. Además,

considerando que la carga puntual asignada sobre el muro central es F , se determina la rigidez lateral del elemento mediante la relación entre la fuerza aplicada y la deformación total resultante.

➤ Deformación por flexión en el extremo del muro:

$$\Delta_{\text{flexión}} = \frac{F * H^3}{3 * (E * I)_{\text{muro}}} \quad (3.13)$$

➤ Deformación por corte en el extremo del muro:

$$\Delta_{\text{corte}} = \frac{2.76 * F * H}{(E * A)_{\text{muro}}} \quad (3.14)$$

➤ Deformación total en el extremo del muro:

$$\Delta_{\text{total}} = \Delta_{\text{flexión}} + \Delta_{\text{corte}} \quad (3.15)$$

Por tanto, la rigidez lateral de los muros se determinará mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} K_{\text{muro}} &= \frac{F}{\Delta_{\text{total}}} \\ K_{\text{muro}} &= \frac{F}{\Delta_{\text{flexión}} + \Delta_{\text{corte}}} \\ K_{\text{muro}} &= \frac{F}{\frac{F * H^3}{3 * (E * I)_{\text{muro}}} + \frac{2.76 * F * H}{(E * A)_{\text{muro}}}} \\ K_{\text{muro}} &= \frac{1}{\frac{H^3}{3 * (E * I)_{\text{muro}}} + \frac{2.76 * H}{(E * A)_{\text{muro}}}} \end{aligned} \quad (3.16)$$

Reemplazando en la expresión 3.16 los valores de $H = 3 \text{ m}$; $(E * I)_{\text{muro}} = 36228441,865 \text{ kgf. m}^2$ y $(E * \text{Área})_{\text{columna}} = 434741302,386 \text{ kgf}$, se obtiene:

$$K_{\text{muro}} = K_{\text{resorte}} = 3738745.291 \text{ kgf/m}$$

Una vez estimados los parámetros de la viga y la rigidez del resorte, se presenta la matriz de rigidez, siguiendo los lineamientos expuestos en la sección 2.4.

Tabla N°3.1 Elementos de matriz de rigidez de una viga considerando 2 grados de libertad por nodo

	1	2	3	4	
K=	K ₁₁	K ₁₂	K ₁₃	K ₁₄	1
	K ₂₁	K ₂₂	K ₂₃	K ₂₄	2
	K ₃₁	K ₃₂	K ₃₃	K ₃₄	3
	K ₄₁	K ₄₂	K ₄₃	K ₄₄	4

Con base en la matriz de rigidez presentada en la Tabla N°2.1, se procede a determinar cada uno de los elementos que componen la matriz de rigidez.

Cálculo del elemento “K₁₁”:

$$K_{11} = \frac{12 * (E * I)_{viga}}{(1 + \emptyset_{viga}) * \left(\frac{A}{2}\right)^3} \quad (3.17)$$

Reemplazando los valores calculados anteriormente:

$$K_{11} = 72216163.187 \text{ kgf/m}$$

De manera similar, se procede a calcular los demás elementos de la matriz de rigidez:

$$K_{12} = K_{21} = \frac{6 * (E * I)_{viga}}{(1 + \emptyset_{viga}) * \left(\frac{A}{2}\right)^2} \quad (3.18)$$

$$K_{12} = K_{21} = 18054040.797 \text{ kgf/m}$$

$$K_{13} = K_{31} = -\frac{12 * (E * I)_{viga}}{(1 + \emptyset_{viga}) * \left(\frac{A}{2}\right)^3} \quad (3.19)$$

$$K_{13} = K_{31} = -72216163.187 \text{ kgf/m}$$

$$K_{14} = K_{41} = \frac{6 * (E * I)_{viga}}{(1 + \emptyset_{viga}) * \left(\frac{A}{2}\right)^2} \quad (3.20)$$

$$K_{14} = K_{41} = 18054040.797 \text{ kgf/m}$$

$$K_{22} = \frac{(4 + \emptyset_{viga}) * (E * I)_{viga}}{(1 + \emptyset_{viga}) * \left(\frac{A}{2}\right)} \quad (3.21)$$

$$K_{22} = 22627731.132 \text{ kgf/m}$$

$$K_{23} = K_{32} = -\frac{6 * (E * I)_{\text{viga}}}{(1 + \emptyset_{\text{viga}}) * \left(\frac{A}{2}\right)^2} \quad (3.22)$$

$$K_{23} = K_{32} = -18054040.797 \text{ kgf/m}$$

$$K_{24} = K_{42} = \frac{(2 - \emptyset_{\text{viga}}) * (E * I)_{\text{viga}}}{(1 + \emptyset_{\text{viga}}) * \left(\frac{A}{2}\right)} \quad (3.23)$$

$$K_{24} = K_{42} = -13600710.734 \text{ kgf/m}$$

$$K_{33} = \frac{12 * (E * I)_{\text{viga}}}{(1 + \emptyset_{\text{viga}}) * \left(\frac{A}{2}\right)^3} \quad (3.24)$$

$$K_{33} = 72216163.187 \text{ kgf/m}$$

$$K_{34} = K_{43} = -\frac{6 * (E * I)_{\text{viga}}}{(1 + \emptyset_{\text{viga}}) * \left(\frac{A}{2}\right)^2} \quad (3.25)$$

$$K_{34} = K_{43} = -18054040.797 \text{ kgf/m}$$

$$K_{44} = \frac{(4 + \emptyset_{\text{viga}}) * (E * I)_{\text{viga}}}{(1 + \emptyset_{\text{viga}}) * \left(\frac{A}{2}\right)} \quad (3.26)$$

$$K_{44} = 22627731.132 \text{ kgf/m}$$

Dado que los cuatro tramos de la viga son iguales, se utiliza el cálculo de los elementos de la matriz de rigidez de un solo tramo para ensamblar la matriz de rigidez completa de la Tabla N°3.1.

Tabla N°3.2 Matriz de rigidez ensamblada considerando deformaciones por flexión y corte

	1	2	3	4	
K=	72216163,187	18054040,797	-72216163,187	18054040,797	1
	18054040,797	22627731,132	-18054040,797	-13600710,734	2
	-72216163,187	-18054040,797	72216163,187	-18054040,797	3
	18054040,797	-13600710,734	-18054040,797	22627731,132	4

Una vez obtenida la matriz de rigidez de un elemento viga, considerando deformaciones por flexión y corte, se asigna los grados de libertad globales correspondientes a cada tramo de viga, tal como se ilustra en la Figura N°3.5:

Tabla N°3.3		Procedimiento para el ensamblado de la matriz de rigidez global								
DE	5	6	7	0						
CD	4	0	5	6						
BC	2	3	4	0						
AB	1	0	2	3						
	1	2	3	4		AB	BC	CD	DE	
K=	72216163,187	18054040,797	-72216163,187	18054040,797	1	1	2	4	5	
	18054040,797	22627731,132	-18054040,797	-13600710,734	2	0	3	0	6	
	-72216163,187	-18054040,797	72216163,187	-18054040,797	3	2	4	5	7	
	18054040,797	-13600710,734	-18054040,797	22627731,132	4	3	0	6	0	

Teniendo en cuenta que la estructura posee 7 grados de libertad, se obtiene una matriz de rigidez de orden 7x7:

Tabla N°3.4 Elementos de la matriz de rigidez global considerando 7 grados de libertad

	1	2	3	4	5	6	7	
K =	K11	K12	K13	K14	K15	K16	K17	1
	K21	K22	K23	K24	K25	K26	K27	2
	K31	K32	K33	K34	K35	K36	K37	3
	K41	K42	K43	K44	K45	K46	K47	4
	K51	K52	K53	K54	K55	K56	K57	5
	K61	K62	K63	K64	K65	K66	K67	6
	K71	K72	K73	K74	K75	K76	K77	7

Debido a que la estructura está conformada por resortes, se emplearán dos procedimientos para determinar los valores de los elementos de la matriz de la Tabla N°3.4:

➤ Grados de libertad que coinciden con resortes:

Según la Figura N°3.5, los grados de libertad que coinciden con resortes son los grados 1; 4 y 7. Por consiguiente, para hallar el elemento “K₁₁”, que está asociado al grado de libertad 1, es necesario establecer en qué tramo de la viga se ubica este grado de libertad. Según la Figura N°3.5, el grado de libertad 1 se localiza únicamente en el tramo AB de la viga. Por lo tanto, de acuerdo con

la Tabla N°3.3, se identifica en el tramo AB la fila 1 y columna 1 para hallar su valor correspondiente. Asimismo, a este valor se le adiciona el valor de la rigidez del resorte para poder hallar el valor total de “K₁₁”. A continuación, se procede a calcular el valor del elemento “K₁₁”:

$$K_{11} = K_{11}^{AB} + K_{\text{resorte}} \quad (3.27)$$

$$K_{11} = 72216163.187 + 3738745.291$$

$$K_{11} = 75954908.478 \text{ kgf/m}$$

De manera similar, se determina el elemento “K₄₄”, sin embargo, en esta ocasión dicho elemento se encuentra en dos tramos de viga, las cuales son los tramos BC y CD. Por lo tanto, de acuerdo con la Tabla N°3.3, se identifican en los tramos BC y CD la fila 4 y columna 4 para hallar su valor correspondiente. Asimismo, a este valor se le adiciona el valor de la rigidez del resorte para poder hallar el valor total de “K₄₄”. A continuación, se procede a calcular el valor del elemento “K₄₄”:

$$K_{44} = K_{44}^{BC} + K_{44}^{CD} + K_{\text{resorte}} \quad (3.28)$$

$$K_{44} = 72216163.187 + 72216163.187 + 3738745.291$$

$$K_{44} = 148171071.665 \text{ kgf/m}$$

De manera similar al elemento “K₁₁”, se determina el elemento “K₇₇”, se procede a identificar en qué tramo de viga se encuentra el grado de libertad 7, de acuerdo con la Figura N°3.5, dicho grado se encuentra únicamente en el tramo DE. Por lo tanto, de acuerdo con la Tabla N°3.3, se identifica en el tramo DE la fila 7 y columna 7 para hallar su valor correspondiente. Asimismo, a este valor se le adiciona el valor de la rigidez del resorte para poder hallar el valor total de “K₇₇”. A continuación, se procede a calcular el valor del elemento “K₇₇”:

$$K_{77} = K_{77}^{DE} + K_{\text{resorte}} \quad (3.29)$$

$$K_{77} = 72216163.187 + 3738745.291$$

$$K_{77} = 75954908.478 \text{ kgf/m}$$

➤ Grados de libertad que no coinciden con resortes:

Según la Figura N°3.5, los grados de libertad que no coinciden con resortes son los grados 2; 3; 5 y 6. De manera similar, se calculan los elementos “ K_{22} , K_{33} , K_{55} y K_{77} ”, pero en este caso no se adicionará la rigidez de los resortes. A continuación, se procede a calcular el valor los elementos “ K_{22} , K_{33} , K_{55} y K_{77} ”, respectivamente:

$$K_{22} = K_{22}^{AB} + K_{22}^{BC} \quad (3.30)$$

$$K_{22} = 72216163.187 + 72216163.187$$

$$K_{22} = 144432326.374 \text{ kgf/m}$$

$$K_{33} = K_{33}^{AB} + K_{33}^{BC} \quad (3.31)$$

$$K_{33} = 22627731.132 + 22627731.132$$

$$K_{33} = 45255462.264 \text{ kgf/m}$$

$$K_{55} = K_{55}^{CD} + K_{55}^{DE} \quad (3.32)$$

$$K_{55} = 72216163.187 + 72216163.187$$

$$K_{55} = 144432326.374 \text{ kgf/m}$$

$$K_{66} = K_{66}^{CD} + K_{66}^{DE} \quad (3.33)$$

$$K_{66} = 22627731.132 + 22627731.132$$

$$K_{66} = 45255462.264 \text{ kgf/m}$$

Para determinar los elementos que no se encuentran en la diagonal principal, se seguirá un procedimiento específico. Por ejemplo, el elemento K_{33} se localiza en la Tabla N°3.3, en la intersección de la fila 2 y columna 3, correspondientes a los tramos AB y BC:

$$K_{23} = K_{23}^{AB} + K_{23}^{BC} \quad (3.34)$$

$$K_{23} = -18054040.797 + 18054040.797$$

$$K_{23} = 0 \text{ kgf/m}$$

Por lo tanto, mediante este procedimiento, se calculan los elementos restantes de la matriz de rigidez. Posteriormente, una vez obtenidos estos valores, se procede a ensamblar la matriz de rigidez global, la cual resulta ser simétrica:

Tabla N°3.5 Matriz de rigidez global ensamblada

	1	2	3	4	5	6	7	
K=	75954908.478	-72216163.187	18054040.797	0.000	0.000	0.000	0.000	1
	-72216163.187	144432326.374	0.000	-72216163.187	0.000	0.000	0.000	2
	18054040.797	0.000	45255462.264	-18054040.797	0.000	0.000	0.000	3
	0.000	-72216163.187	-18054040.797	148171071.665	-72216163.187	18054040.797	0.000	4
	0.000	0.000	0.000	-72216163.187	144432326.374	0.000	-72216163.187	5
	0.000	0.000	0.000	18054040.797	0.000	45255462.264	-18054040.797	6
	0.000	0.000	0.000	0.000	-72216163.187	-18054040.797	75954908.478	7

3.3.2 Estimación del vector general de fuerzas

En esta sección, se estiman las fuerzas que actúan en cada grado de libertad de la estructura con el fin de calcular su desplazamiento resultante. Según el diagrama mostrado en la Figura N°3.1, se observa que las fuerzas externas que actúan sobre la estructura son únicamente una carga lateral distribuida (Q), que proviene de la acción sísmica. Por lo tanto, de acuerdo al artículo 28 de la norma E.030 (2018) se obtiene el valor de la carga Q mediante un análisis sísmico estático.

➤ Periodo fundamental de vibración:

$$T = \frac{h_n}{C_t} \quad (3.35)$$

$$T = \frac{3}{60}$$

$$T = 0.05 \text{ seg}$$

h_n : Altura total de la estructura.

$C_t = 60$: Para edificios de muros estructurales.

➤ Parámetros sísmicos:

- Zona sísmica (Z): Zona 4 – Lima (**Z=0.45**).
- Categoría y factor de uso (U): Categoría C (edificaciones comunes) y factor de uso **U=1**.
- Factor de suelo (S): Suelo intermedio **S₂=1.05**.
- Factor de amplificación sísmica (C): **C=2.5** ya que $T < T_p = 0.6 \text{ seg}$.
- Coeficiente básico de reducción (R_o): Muros estructurales **R_o=6**.
- Factor de irregularidad en altura (I_a): Regular en altura **I_a=1**.
- Factor de irregularidad en planta (I_p): Regular en planta **I_p=1**.

➤ Peso propio:

Considerando $A=1\text{m}$, $B=1\text{m}$, $H=3\text{m}$, $h=0.05\text{m}$ y $t=0.20\text{m}$, se determina el peso propio:

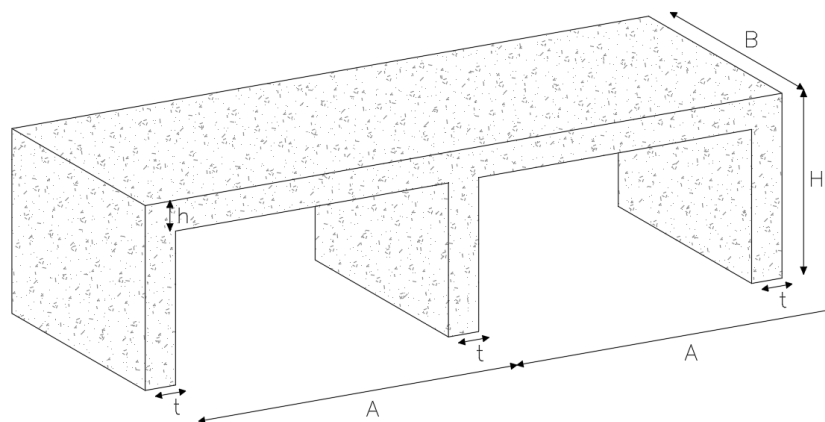


Figura N°3.6 Dimensiones de elementos estructurales del modelo

- Peso de muros:

$$P_{\text{muros}} = 3 * (0.20\text{m} * 1\text{m} * 3\text{m}) * 2400\text{kgf/m}^3$$

$$P_{\text{muros}} = 4320 \text{ kgf}$$

- Peso de losa:

$$P_{\text{losa}} = 0.05\text{m} * (2\text{m} - 0.20\text{m} * 3) * 1\text{m} * 2400\text{kgf/m}^3$$

$$P_{\text{losa}} = 168 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, el peso propio resulta:

$$P_{\text{propio}} = 4320 \text{ kgf} + 168 \text{ kgf}$$

$$P_{\text{propio}} = 4488 \text{ kgf}$$

- Peso sísmico:

Teniendo en cuenta una carga muerta por acabados de 100 kgf/m² y una carga viva de 250 kgf/m², según el artículo 26 la norma E.030 (2018) el peso sísmico para estructuras de categoría C se determina:

$$P_{\text{sísmico}} = CM + 25\%CV \quad (3.36)$$

Donde: CM representa la carga muerta y CV la carga viva.

- Carga muerta (CM):

$$CM = P_{\text{propio}} + 100\text{kgf/m}^2 * (2\text{m} * 1\text{m})$$

$$CM = 4488 \text{ kgf} + 200 \text{ kgf}$$

$$CM = 4688 \text{ kgf}$$

- Carga viva (CV):

$$CV = 250\text{kgf/m}^2 * (2\text{m} * 1\text{m})$$

$$CV = 500 \text{ kgf}$$

Por lo tanto, según la expresión 3.36 el peso sísmico resulta:

$$P_{\text{sísmico}} = 4688 \text{ kgf} + 25\%250 \text{ kgf}$$

$$P_{\text{sísmico}} = 4813 \text{ kgf}$$

➤ Fuerza cortante en la base:

Según el artículo 28.2 de la norma E.030 (2018) la fuerza cortante en la base se calcula:

$$V = \frac{Z * U * S * C}{R} * P_{\text{sísmico}} \quad (3.37)$$

Donde: $R = R_O * I_a * I_p = 6$

Reemplazando los parámetros previamente hallados:

$$V = \frac{0.45 * 1 * 1.05 * 2.5}{6} * 4813 \text{ kgf}$$
$$V = 947.56 \text{ kgf}$$

➤ Carga inercial Q:

Debido a que el modelo está conformado por una estructura simétrica, regular y con muros idénticos, la acción sísmica S_y puede originar una carga inercial Q , la cual se distribuye a lo largo de la losa originando cortantes en los muros. Asimismo, para determinar dichas cortantes se consideran dos casos: A) Losas actuando como diafragmas flexibles (Figura N°3.8), B) Losas actuando como diafragmas rígidos (Figura N°3.9). En el caso “A” las cortantes en los muros serán diferentes debido a que la losa distribuye las cargas de acuerdo a su condición de apoyo, y sus deformaciones por flexión y corte. Sin embargo, en el caso B los muros absorberán el mismo cortante debido a que poseen la misma rigidez y el diafragma los desplazará la misma distancia.

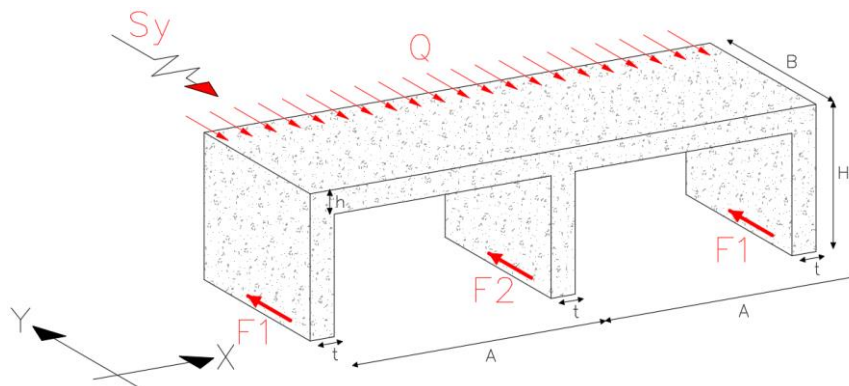


Figura N°3.7 Reacciones en la base en un sistema de diafragmas flexibles bajo la acción de una carga sísmica estática S_y

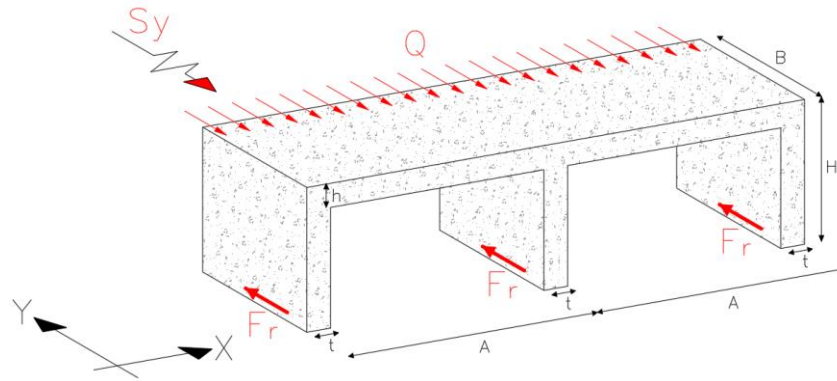


Figura N°3.8 Reacciones en la base en un sistema de diafragmas rígidos bajo la acción de una carga sísmica estática S_y

Se procede a igualar la cortante en la base V con la carga inercial repartida Q :

$$V = Q * (2 * A) \quad (3.38)$$

$$947.56 \text{ kgf} = Q * (2 * 1\text{m})$$

$$Q = 473.78 \text{ kgf/m}$$

Teniendo en cuenta el modelo simplificado de la Figura N°3.5, se estiman las fuerzas de empotramiento en el sistema, mediante la resolución de ecuaciones de equilibrio en los nodos.



Figura N°3.9 Fuerzas de empotramiento en vigas

Según la dirección de los grados de libertad de la Figura N°3.5 y las reacciones en los nodos de la Figura N°3.9, se obtienen los elementos del vector general de fuerzas de empotramiento para cada tramo de viga, considerando el parámetro $A=1$:

Tabla N°3.6 Vectores de fuerzas de empotramiento para los tramos AB, BC, CD y DE, respectivamente

$F_{AB}=Q^*$	0.250	1	$F_{BC}=Q^*$	0.000	1	$F_{CD}=Q^*$	0.000	1	$F_{DE}=Q^*$	0.000	1
	0.250	2		0.250	2		0.000	2		0.000	2
	-0.021	3		0.021	3		0.000	3		0.000	3
	0.000	4		0.250	4		0.250	4		0.000	4
	0.000	5		0.000	5		0.250	5		0.250	5
	0.000	6		0.000	6		-0.021	6		0.021	6
	0.000	7		0.000	7		0.000	7		0.250	7

Sumando los vectores obtenemos el vector general de fuerzas de empotramiento:

Tabla N°3.7 Vector de general de fuerzas de empotramiento

$F=Q^*$	0.250	u_1
	0.500	u_2
	0.000	u_3
	0.500	u_4
	0.500	u_5
	0.000	u_6
	0.250	u_7

Sin embargo, para hallar el vector general de fuerzas debemos tener en cuenta la siguiente expresión (Hibbeler, 2012):

$$F = F_p - \Sigma F_o \quad (3.39)$$

Donde:

F: Vector general de fuerzas.

F_p : Vector de fuerzas puntuales.

ΣF_o : Sumatoria de fuerzas de empotramiento.

Del DCL de la viga sabemos que no existen fuerzas externas, por lo tanto, el vector de fuerzas puntuales es $F_p=0$, reemplazando en la ecuación 3.39, se obtiene:

$$F = -\Sigma F_o \quad (3.40)$$

Al reemplazar los valores, se obtiene el vector general de fuerzas:

Tabla N°3.8

Vector general de fuerzas

$$F=Q^* \begin{vmatrix} -0.250 \\ -0.500 \\ 0.000 \\ -0.500 \\ -0.500 \\ 0.000 \\ -0.250 \end{vmatrix} \begin{matrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \end{matrix}$$

3.3.3 Estimación del vector general de desplazamientos

De acuerdo con el análisis estructural, los desplazamientos de la estructura para cada grado de libertad se determinan mediante el producto matricial de la inversa de la matriz de rigidez y el vector general de fuerzas. Así, considerando la expresión 2.3, se deriva la siguiente expresión:

$$\{U\} = [K]^{-1} \{F\} \quad (3.41)$$

Multiplicando la inversa de la matriz de rigidez global de la Tabla N°3.5 con el vector general de fuerzas de la Tabla N°3.8, se obtiene el vector general de desplazamientos:

Tabla N°3.9

Vector general de desplazamientos

$$U=Q^* \begin{vmatrix} -0.00000018 \\ -0.00000018 \\ 0.00000000 \\ -0.00000018 \\ -0.00000018 \\ 0.00000000 \\ -0.00000018 \end{vmatrix} \begin{matrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \\ u_4 \\ u_5 \\ u_6 \\ u_7 \end{matrix}$$

3.3.4 Estimación de reacciones en la base

Estimado los desplazamientos de la estructura y el valor de la rigidez de los muros, $K_{\text{muro}} = 3738745.291 \text{ kgf/m}$, se procede a calcular las reacciones de estos. Por esta razón, se multiplica los desplazamientos obtenidos por el valor de la rigidez de los muros.

Teniendo en cuenta la simetría de la estructura (Figura N°3.7), se calculan las reacciones en los muros laterales y central, respectivamente:

➤ Reacción en los muros laterales:

$$\begin{aligned}F_1 &= u_1 * K_{\text{muro}} \\F_1 &= Q * 0.00000018 * 3738745.291 \\F_1 &= 0.66 * Q\end{aligned}$$

➤ Reacción en el muro central:

$$\begin{aligned}F_2 &= u_4 * K_{\text{muro}} \\F_2 &= Q * 0.00000018 * 3738745.291 \\F_2 &= 0.6804441 * Q\end{aligned}$$

Con el fin de determinar la diferencia relativa de F_2 con respecto a F_r , teniendo en cuenta la carga Q y $A=1$ m, se procede a calcular mediante la ecuación 3.1, la reacción en los muros cuando la losa se comporta como un diafragma rígido (Figura N°3.8):

$$\begin{aligned}F_r &= \frac{2 * Q * 1}{3} \\F_r &= 0.6666667 * Q\end{aligned}$$

Por lo tanto, considerando el valor de " F_2 " y " F_r ", mediante la ecuación 3.2, se calcula la diferencia relativa de " F_2 " con respecto a " F_r ":

$$\begin{aligned}\Delta F &= \left(\frac{0.6804441 * Q - 0.6666667 * Q}{0.6666667 * Q} \right) \times 100\% \\ \Delta F &= 2.07\%\end{aligned}$$

El análisis muestra que la reacción real en el muro central es un 2.07% mayor que la reacción teórica calculada para un sistema de diafragmas rígidos.

No obstante, el resultado obtenido es específico para $h=0.05$ m y $A=1$ m. Por lo tanto, con el objetivo de establecer un criterio que permita determinar cuándo un diafragma puede considerarse rígido, se calculará el valor de ΔF para diferentes

espesores ($h=0.05$; 0.10 ; 0.15 y 0.20 metros) en función de la longitud del diafragma ($A=1$; 2 ; ...; 8 metros). Los resultados obtenidos, junto con las deformaciones correspondientes, se presentan en el anexo de la presente tesis.

3.3.5 Valores de ΔF aplicando criterios de diferentes normativas

Con base en los criterios establecidos por la norma nacional E.070 (2006) y las normas internacionales, como el ASCE 7-16, el Eurocódigo 8, la NTC y la NZS 1170.5:2004, se evaluaron las diferencias relativas en las reacciones de los muros (ΔF).

3.3.5.1 Valores de ΔF según la norma E.070 (2006)

Según lo especificado en la norma E.070 (2006), la relación de aspecto de una losa debe ser menor o igual que 4 para cumplir con la condición de diafragma rígido. Por ello, la Tabla N°3.10 muestra los resultados de ΔF para diferentes espesores de losa, evaluados bajo una relación de aspecto de 4.

Tabla N°3.10 Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por la E.070 (2006)

h (m)	ΔF (%)
0.05	23.12%
0.10	15.04%
0.15	11.14%
0.20	8.85%

3.3.5.2 Valores de ΔF según el ASCE 7-16

Para que una losa cumpla la condición de diafragma rígido, el ASCE 7-16 indica que la relación de aspecto debe ser menor o igual a 3. Por lo tanto, la Tabla N°3.11 muestra los resultados de ΔF para diferentes espesores de losa, evaluados bajo una relación de aspecto de 3.

Tabla N°3.11 Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por el ASCE 7-16

h (m)	ΔF (%)
0.05	14.40%
0.10	8.41%
0.15	5.94%
0.20	4.59%

3.3.5.3 Valores de ΔF según el Eurocódigo 8

Para que una losa sea considerada como un diafragma rígido según el Eurocódigo 8, el desplazamiento horizontal máximo del diafragma, cuando se tiene en cuenta la flexibilidad en su plano, debe ser menor que 10/9 del desplazamiento del diafragma cuando se considera rígido (expresión 3.3). En consecuencia, la Tabla N°3.12 presenta los valores de ΔF para distintos espesores de losa, obtenidos mediante la aplicación del criterio definido por el Eurocódigo 8.

Tabla N°3.12 Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por el Eurocódigo 8

h (m)	$\Delta F(\%)$
0.05	11.87%
0.10	12.93%
0.15	13.56%
0.20	14.23%

3.3.5.4 Valores de ΔF según la NTC

La NTC establece dos criterios para que una losa se considere un diafragma rígido. El primero requiere que la máxima deformación horizontal del diafragma sea menor que 0.5 veces el promedio de distorsiones de los elementos estructurales verticales. El segundo criterio, que establece una relación de aspecto menor o igual a 4, generó resultados más conservadores en términos de diferencias relativas en las reacciones de los muros. Como resultado, la Tabla N°3.13 muestra los resultados de ΔF para diferentes espesores de losa, obtenidos considerando una relación de aspecto de 4.

Tabla N°3.13 Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por la NTC

h (m)	$\Delta F(\%)$
0.05	23.12%
0.10	15.04%
0.15	11.14%
0.20	8.85%

3.3.5.5 Valores de ΔF según la NZS 1170.5:2004

Según la norma NZS 1170.5:2004, para que una losa se considere un diafragma rígido, se establece que la máxima deformación horizontal del diafragma respecto al promedio de distorsiones de los elementos verticales del entrepiso

inmediatamente inferior debe ser menor que 2, tal como se especifica en la expresión 3.4. Como resultado, la Tabla N°3.14 muestra los resultados de ΔF para diferentes espesores de losa, obtenidos mediante este criterio.

Tabla N°3.14 Valores de ΔF para diferentes espesores de losa aplicando el criterio establecido por la NZS 1170.5:2004

h (m)	A/B	$\Delta F(\%)$
0.05	10.80	46.83%
0.10	13.70	46.87%
0.15	15.80	46.92%
0.20	17.40	46.92%

Capítulo IV: Análisis de resultados

4.1 Análisis de los valores de ΔF aplicando criterios de diferentes normativas
Según los valores de las tablas de la sección 3.3.5, en el siguiente gráfico se muestra el comportamiento de ΔF en función del espesor del diafragma.

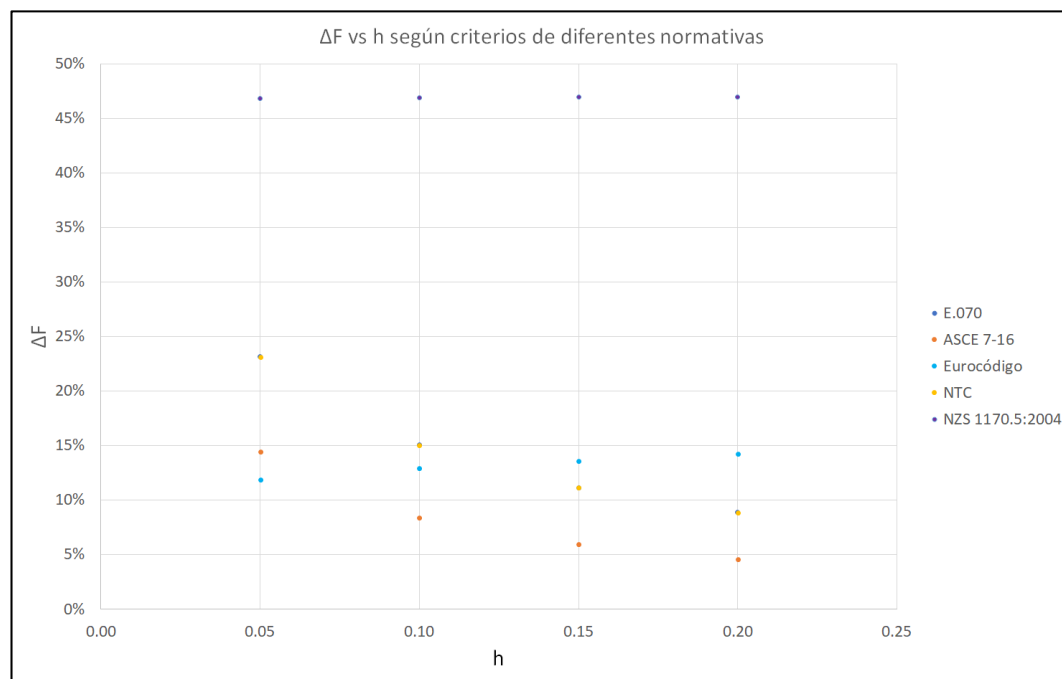


Figura N°4.1 ΔF vs h según criterios de diferentes normativas

Los resultados gráficos muestran la imprecisión de las normas internacionales al calcular el valor de ΔF (según el modelo estructural de esta tesis), lo que pone de manifiesto su limitación para identificar diafragmas rígidos con alta aproximación.

4.1.1 Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio de la norma E.070 (2006)

Según la Tabla N°3.10, se observa que a medida que disminuye el espesor del diafragma, aumenta el valor de ΔF . Sin embargo, este patrón presenta un riesgo significativo en losas aligeradas de 0.05 m, que son comunes en la mayoría de las edificaciones. En particular, para este espesor, se registra el valor más alto de ΔF (23.12%). Por lo tanto, es fundamental adoptar un enfoque de diseño más conservador y aproximado para garantizar la transferencia adecuada de fuerzas laterales a los elementos verticales y minimizar la incertidumbre y el riesgo de falla.

4.1.2 Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio del ASCE 7-16

Según la Tabla N°3.11, el ASCE 7-16 se destaca por ser más conservador en comparación con otros criterios. Sin embargo, cuando se utiliza solo la relación de aspecto, se obtienen valores de ΔF variados, oscilando entre 14.40% y 4.59% para espesores de 0.05 m y 0.20 m, respectivamente. Esto indica que este criterio no es confiable, ya que genera resultados variables de ΔF . Además, para losas de menor espesor, genera valores de ΔF mayores. En particular, este criterio no es adecuado para losas aligeradas, que son ampliamente utilizadas en la construcción y diseño de diafragmas.

4.1.3 Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio del Eurocódigo 8

De acuerdo con la Tabla N°3.12, se observa una buena aproximación de ΔF , oscilando entre 11.87% y 14.23% para espesores de 0.05 m y 0.20 m, respectivamente. Aunque este criterio proporciona resultados más aproximados, su aplicación resulta tediosa debido a su enfoque en la evaluación basada en deformaciones.

4.1.4 Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio de la NTC

El análisis de la Tabla N°3.13 indica que los valores de ΔF obtenidos al aplicar esta norma son idénticos a los de la norma E.070 (2006). Esto se debe a que ambas normas establecen que la relación de aspecto sea menor o igual a 4 para considerar un diafragma como rígido. Por lo tanto, el análisis de esta norma es equivalente al realizado para la norma E.070 (2006).

4.1.5 Análisis de ΔF obtenidas al aplicar el criterio de la norma NZS 1170.5:2004

Según la Tabla N°3.14, el análisis revela que los valores de ΔF más altos se obtuvieron al aplicar el criterio establecido por la NZS 1170.5:2004, lo que resultó en relaciones de aspecto extremadamente elevadas que no se ajustan a la realidad. Por lo tanto, la aplicación de este criterio podría comprometer la seguridad.

4.2 Mejora de la evaluación en la Identificación de Diafragmas Rígidos

En el análisis realizado, se evidenció que las normas internacionales carecen de criterios confiables y conservadores para determinar cuándo un diafragma se comporta de forma rígida. Con el objetivo de superar esta limitación, esta sección

presenta un enfoque claro basado en la relación de aspecto y el espesor del diafragma, para mejorar la evaluación en la identificación de diafragmas rígidos y reducir así la incertidumbre en los resultados.

Según la Tabla N°3.10, la norma E.070 (2006) establece un límite máximo de ΔF de 23.12% para considerar un diafragma rígido. Esto implica que la norma también aceptaría valores inferiores, como 5%; 10%; 15% y 20%.

Sobre la base de los datos presentados en las tablas del Anexo, en la Figura N°4.2 se presenta un gráfico que relaciona ΔF con la Relación de Aspecto (A/B) para diferentes espesores de losa, con el fin de establecer un criterio conservador y mejorando así la evaluación de la rigidez de los diafragmas.

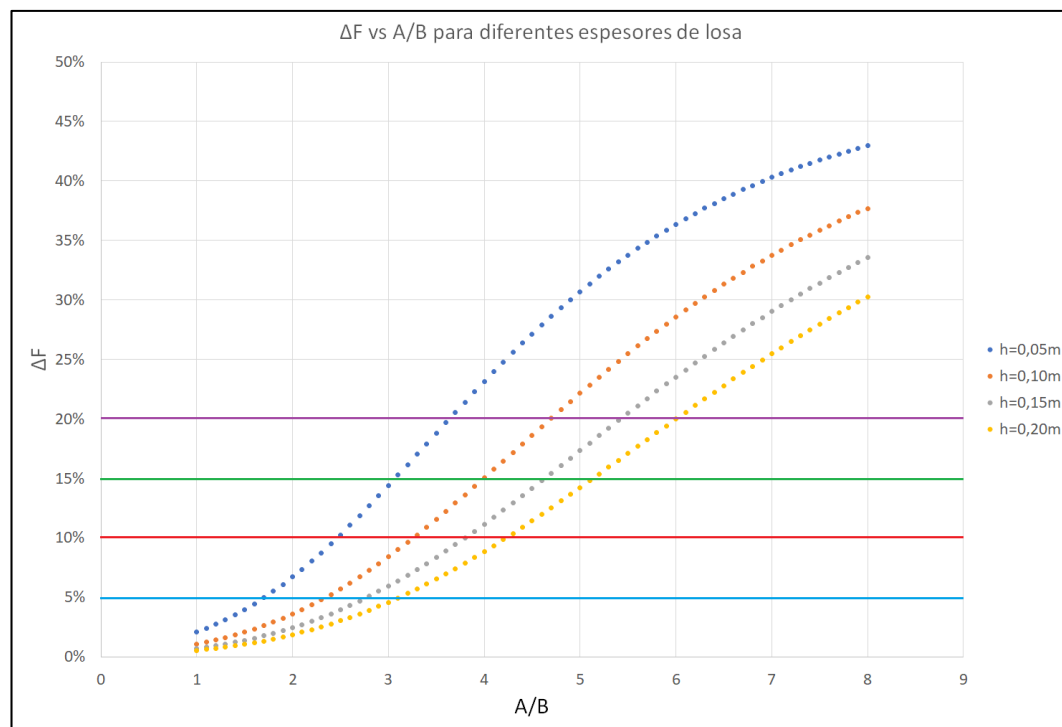


Figura N°4.2 ΔF vs A/B para diferentes espesores de losa

La Figura N°4.2 muestra líneas horizontales correspondientes a $\Delta F=5\%$; 10%; 15% y 20% que intersecan las curvas, permitiendo determinar el valor límite de A/B que defina la condición de diafragma rígido. Estos valores pueden apreciarse en la siguiente tabla:

Tabla N°4.1 A/B límite para definir la condición de diafragma rígido considerando $\Delta F=5\%$; 10%; 15% y 20% para diferentes espesores de losa

h (m)	5%	10%	15%	20%
0.05	1.7	2.5	3.1	3.6
0.10	2.3	3.2	4.0	4.7
0.15	2.7	3.8	4.6	5.4
0.20	3.0	4.2	5.1	6.0

Conclusiones

Con el objetivo de establecer un criterio que permita identificar el comportamiento rígido de un diafragma, se empleó un modelo paramétrico conformado por dos losas macizas apoyadas sobre tres muros, que fue idealizado como dos vigas horizontales apoyadas sobre tres resortes. Se definió el parámetro diferencia relativa (ΔF) para medir la diferencia entre el valor de la fuerza que absorbe el muro según la rigidez del diafragma y el que tendría si el diafragma se considera como rígido. Después de analizar los valores de ΔF al aplicar criterios de distintas normativas (E.070, ASCE 7-16, Eurocódigo 8, NTC y NZS 1170.5:2004), se determinó que estas normas establecen criterios que pueden estar del lado de la inseguridad. Finalmente, se presentó una tabla para uso práctico donde se establece los valores de relación de aspecto para un diafragma, para alcanzar diferencias relativas (ΔF) entre 5% y 20%, para diferentes espesores de diafragmas.

De lo expuesto anteriormente, para el modelo estructural estudiado en la presente tesis, se concluye lo siguiente:

1. La condición de diafragma rígido es función no solo de su relación de aspecto, sino también del espesor de la capa de compresión. La Tabla N°4.1 presenta diversas combinaciones de espesores (h) más comunes empleados en la ingeniería práctica con la relación de aspecto máxima para obtener una diferencia entre las demandas sobre los elementos verticales.
2. Según la E.070 (2006) un diafragma puede ser considerado rígido si la relación largo/ancho es menor que 4. Sin embargo, de los análisis realizados se obtuvo que ΔF fue mayor que el 20%, lo que indica que no es posible suponer que un diafragma es rígido solo con base en su relación de aspecto.
3. Aunque los resultados de ΔF son relativamente bajos al aplicar el criterio del ASCE 7-16, este criterio presenta algunas limitaciones. Para espesores de 5 cm, se alcanza el mayor valor de ΔF siendo este 14.40%, lo que indica que la propuesta por esta normativa no es de aplicación general.
4. El análisis realizado muestra que el Eurocódigo 8 establece un criterio para evaluar la rigidez de diafragmas basado en la deformación, con resultados que generan valores de ΔF inferiores al 14%. Sin embargo, la complejidad de

los cálculos necesarios para determinar esta deformación hace que su aplicación en la práctica sea tediosa.

5. De acuerdo con la NZS 1170.5:2004, un diafragma se considera rígido si la relación entre la deformación del diafragma y el promedio de distorsiones de los elementos verticales es menor que 2; valor límite que resulta muy elevado. Por este motivo, los análisis realizados revelaron que el valor de ΔF superó el 46%, lo que sugiere que la aplicación de este criterio estaría del lado de la inseguridad.
6. La distribución de la fuerza sísmica entre los elementos resistentes según la hipótesis de diafragma rígido es diferente si se supone un diafragma flexible, por lo que se podrían generar fuerzas excesivas en los elementos verticales, aumentando el riesgo de falla o colapso bajo cargas sísmicas.
7. La presente investigación demostró que las normas que consideran la deformación para evaluar la rigidez de diafragmas requieren cálculos adicionales. Esta tesis establece criterios simples que permiten identificar diafragmas rígidos basados en su geometría.
8. Los resultados de esta investigación demuestran que la relación de aspecto es un factor insuficiente para determinar la condición de diafragma rígido y que la incorporación del espesor como variable adicional es necesaria.

Recomendaciones

1. Para considerar diafragmas rígidos, se sugiere que el ingeniero utilice un valor de ΔF del 5%, ya que este valor garantiza que el diafragma se comportará con mejor aproximación a como se espera en condiciones reales.
2. Sin perder rigurosidad, en la práctica se pueden interpolar los valores presentados en la Tabla N°4.1 para otras relaciones de ΔF y h (espesor de losa).
3. En casos donde una losa se apoya únicamente en columnas, se puede suponer su comportamiento como un diafragma rígido sin riesgo para la estabilidad estructural, debido a la mayor rigidez de la losa con respecto a la rigidez de las columnas.
4. Se recomienda realizar un modelo mediante resultados obtenidos in situ post sismo, ensayos de laboratorio o simulaciones numéricas mediante elementos finitos.
5. Se sugiere determinar la variación del comportamiento de los diafragmas en estructuras hechas con materiales no convencionales, como madera laminada cruzada (CLT), acero de alta resistencia o concreto ultrarreforzado, etc.

Referencias bibliográficas

- Aceros Arequipa S.A. (2022). *Manual de construcción para maestros de obra*. <https://www.acerosarequipa.com/manuales/pdf/manual-de-construccion-para-maestros-de-obra.pdf>
- American Concrete Institute. (2019). *Comentario de requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI 318R-19)* (19ª ed.). <https://www.concrete.org/>
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures* (16ª ed.). American Society of Civil Engineers. <https://www.asce.org/publications-and-news/asce-7>
- Blanco Blasco, A. (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*.
- Blandón Valencia, J. J. (2005). *Estudio del comportamiento sísmico de sistemas de pisos en estructuras prefabricadas de concreto* [Tesis doctoral, Universidad Autónoma de México]. Repositorio UNAM. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/68606>
- Blume, J. A., Sharpe, R. L., & Elsesser, E. (1961). *A structural-dynamic investigation of fifteen school buildings subjected to simulated earthquake motion*. John A. Blume and Associates Research Division.
- Chinchilla Portillo, K. L. (2012). *Evaluación de la flexibilidad de diafragma en sistemas de piso utilizados en edificios urbanos* [Tesis de maestría, Universidad Autónoma Metropolitana]. Repositorio UAM. <http://hdl.handle.net/11191/6156>
- Comité Europeo de Normalización. (2018). UNE-EN 1998-1:2018 Eurocódigo 8: Proyecto de estructuras sismorresistentes. Parte 1: Reglas generales, acciones sísmicas y reglas para edificación. AENOR.
- García Arcadia, L. E. (2014). *La flexibilidad del diafragma en edificios: Un estudio elástico* [Tesis de maestría, Universidad Nacional Autónoma de México]. Repositorio UNAM. <https://repositorio.unam.mx/contenidos/96531>
- García Moreno, M. C., & Shimabuku Landaure, R. Á. (2018). *Evaluación estructural de una edificación con diafragma de entrepiso flexible y comparación con la división de la estructura a través de juntas sísmicas para edificaciones* [Tesis de título en ingeniería civil, Universidad de

- Ciencias Aplicadas (UPC)]. Repositorio UPC.
<http://hdl.handle.net/10757/624200>
- Gobierno de la Ciudad de México. (2020). Norma Técnica Complementaria para Diseño por Sismo. En Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
<https://smie.com.mx/smie-2022/archivos/informacion-tecnica/normas-tecnicas-complementarias/normas-tecnicas-complementarias-diseno-sismo-2020.pdf>
- Hibbeler, R. C. (2012). *Análisis estructural*. Pearson.
- Koliou, M., Filiatrault, A., Kelly, D. J., & Lawson, J. (2015a). Buildings with rigid walls and flexible roof diaphragms. I: Evaluation of current U.S. seismic provisions. *Journal of Structural Engineering*, 142(3), 1-13.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001438](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001438)
- Koliou, M., Filiatrault, A., Kelly, D. J., & Lawson, J. (2015b). Buildings with rigid walls and flexible roof diaphragms. II: Evaluation of a new seismic design approach based on distributed diaphragm yielding. *Journal of Structural Engineering*, 142(3), 1-9. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001439](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001439)
- Koliou, M., Filiatrault, A., Kelly, D. J., & Lawson, J. (2015c). Distributed yielding concept for improved seismic collapse performance of rigid wall-flexible diaphragm buildings. *Journal of Structural Engineering*, 142(2), 1-16.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0001386](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001386)
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma técnica E.020: Cargas*. En Reglamento Nacional de Edificaciones.
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366640/50%20E.020%20CARGAS.pdf?v=1677250657>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). *Norma técnica E.070: Albañilería*. En Reglamento Nacional de Edificaciones.
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366661/56%20E.070%20ALBA%C3%91ILERIA.pdf?v=1677250657>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2009). *Norma técnica E.060: Concreto armado*. En Reglamento Nacional de Edificaciones.
<https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366660/55%20E.060%20CONCRETO%20ARMADO%20DS%20N%C2%B0%20010-2009.pdf?v=1677250657>

- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma técnica E.030: Diseño sismorresistente*. En Reglamento Nacional de Edificaciones. <https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/2366641/51%20E.030%20DISE%C3%91O%20SISMORRESISTENTE%20RM-043-2019-VIVIENDA.pdf?v=1677250657>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2019). Propuesta de actualización de la Norma Técnica E.070: Albañilería. En Reglamento Nacional de Edificaciones. <https://www.cip.org.pe/publicaciones/2021/enero/portal/e.070-alba-ileria-sencico.pdf>
- Moehle, J., Hooper, J., Kelly, D., & Meyer, T. (2010). *Seismic design of cast-in-place concrete diaphragms, chords, and collectors: A guide for practicing engineers* (ATC-29). Applied Technology Council. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.16-917-42>
- Moscoso Alcántara, E. (2020). *Servicio de evaluación del análisis sísmico no lineal de diafragmas en edificios peruanos*. SENCICO. Obtenido de [https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1060694/Servicio de Analisis Sismico - Primer Entregable.pdf?v=1596033522](https://cdn.www.gob.pe/uploads/document/file/1060694/Servicio_de_Analisis_Sismico_-_Primer_Entregable.pdf?v=1596033522)
- Moscoso Alcántara, E. A., & Palacios Espinoza, J. M. (2020). *Comparative analysis of seismic design forces in diaphragms of Peruvian RC buildings*. En 17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE) (pp. 1-12). Obtenido de <https://www.cismid.uni.edu.pe/wp-content/uploads/2021/10/2c-0226.pdf>
- Organización Panamericana de la Salud. (2000). *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud* (Serie Mitigación de Desastres). <https://iris.paho.org/handle/10665.2/816>
- Ortega García, J. (2016). *Diseño de estructuras de concreto armado*. Editorial Macro. [https://books.google.com/books/about/Dise%C3%B1o de estructuras de concreto armad.html?id=PwsvDgAAQBAJ](https://books.google.com/books/about/Dise%C3%B1o_de_estructuras_de_concreto_armad.html?id=PwsvDgAAQBAJ)
- Ottazzi Pasino, G. (2014). *Apuntes del curso Análisis Estructural I*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Pecce, M. R., Ceroni, F., & Maddaloni, G. (2018). In-plane deformability of RC floors: assessment of the main parameters and influence on dynamic behaviour. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 17, 297-311. <https://doi.org/10.1007/s10518-018-0432-7>

- Saffarini, H., & Qudaimat, M. (1992). In-plane floor deformations in RC structures. *Journal of Structural Engineering*, 118(11), 3089-3102.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1992\)118:11\(3089\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1992)118:11(3089))
- Schlaich, J., Schafer, K., & Jennewein, J. (1987). Toward a consistent design of structural concrete. *PCI Journal*, 32(3), 74-150.
<https://doi.org/10.15554/pcij.05011987.74.150>
- Standards New Zealand. (2004). *NZS 1170.5:2004 Structural design actions – Part 5: Earthquake actions – New Zealand*.
<https://www.standards.govt.nz/shop/nzs-1170-52004-excludes-amdt-1/>
- Tena Colunga, A. (2007). *Análisis de estructuras con métodos matriciales*. Limusa.
- Tena Colunga, A., Chinchilla Portillo, K., & Juárez Luna, G. (2013). Evaluación de la flexibilidad elástica de sistemas de piso utilizados en edificios urbanos. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 89(89), 134-165.
<https://doi.org/10.18867/ris.89.167>
- Tenorio, C., Palomino, A., Meléndez, N., Velit, R., & Siancas, K. (2021). *Propuesta para la identificación de diafragmas rígidos y flexibles en estructuras de concreto armado* [Trabajo de investigación para obtener el grado académico de Bachiller en Ingeniería Civil]. Pontificia Universidad Católica del Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/20178>

Anexos

Anexo 1

REACCIONES Y DEFORMACIONES EN FUNCIÓN DE LA RELACIÓN DE ASPECTO PARA CADA ESPESOR DE LOSA

Tabla A.1 Reacciones y deformaciones en los muros y losas, respectivamente, en función de la relación de aspecto para $h=0.05$ m

A/B	F_r (kgf)	F_1 (kgf)	F_2 (kgf)	ΔF	Eurocódigo 8			NZS 1170.5:2004		
					$\delta_{\text{diafragma}}$ (mm)	$\delta_{\text{rígido}}$ (mm)	$\delta_{\text{diafragma}}/\delta_{\text{rígido}}$	δ_{MDD} (mm)	Δ_{derivas} (mm)	$\delta_{\text{MDD}}/\Delta_{\text{derivas}}$
1	0.667	0.660	0.680	2.07%	0.000183	0.000178	1.025	0.000000	0.000000	0.019
1.1	0.733	0.725	0.751	2.38%	0.000202	0.000196	1.028	0.000000	0.000000	0.022
1.2	0.800	0.789	0.822	2.73%	0.000221	0.000214	1.031	0.000000	0.000000	0.024
1.3	0.867	0.853	0.894	3.11%	0.000240	0.000232	1.034	0.000000	0.000000	0.026
1.4	0.933	0.917	0.966	3.52%	0.000259	0.000250	1.038	0.000000	0.000000	0.029
1.5	1.000	0.980	1.040	3.97%	0.000279	0.000267	1.042	0.000000	0.000000	0.032
1.6	1.067	1.043	1.114	4.45%	0.000298	0.000285	1.046	0.000000	0.000000	0.035
1.7	1.133	1.105	1.190	4.96%	0.000318	0.000303	1.051	0.000000	0.000000	0.038
1.8	1.200	1.167	1.266	5.51%	0.000339	0.000321	1.055	0.000000	0.000000	0.041
1.9	1.267	1.228	1.344	6.09%	0.000359	0.000339	1.060	0.000000	0.000000	0.044
2	1.333	1.289	1.423	6.71%	0.000380	0.000357	1.065	0.000000	0.000000	0.048
2.1	1.400	1.348	1.503	7.36%	0.000401	0.000374	1.071	0.000000	0.000000	0.051
2.2	1.467	1.408	1.585	8.04%	0.000422	0.000392	1.076	0.000000	0.000000	0.055
2.3	1.533	1.466	1.668	8.76%	0.000444	0.000410	1.082	0.000000	0.000000	0.059
2.4	1.600	1.524	1.752	9.50%	0.000466	0.000428	1.089	0.000000	0.000000	0.064
2.5	1.667	1.581	1.838	10.26%	0.000488	0.000446	1.095	0.000000	0.000000	0.068
2.6	1.733	1.638	1.925	11.05%	0.000511	0.000464	1.102	0.000000	0.000000	0.073

2.7	1.800	1.693	2.014	11.87%	0.000534	0.000481	1.109	0.000000	0.000000	0.078
2.8	1.867	1.748	2.104	12.70%	0.000558	0.000499	1.117	0.000000	0.000001	0.083
2.9	1.933	1.802	2.195	13.54%	0.000582	0.000517	1.125	0.000000	0.000001	0.088
3	2.000	1.856	2.288	14.40%	0.000606	0.000535	1.133	0.000000	0.000001	0.094
3.1	2.067	1.909	2.382	15.27%	0.000631	0.000553	1.141	0.000000	0.000001	0.099
3.2	2.133	1.961	2.478	16.15%	0.000656	0.000571	1.150	0.000000	0.000001	0.106
3.3	2.200	2.013	2.575	17.03%	0.000682	0.000588	1.159	0.000000	0.000001	0.112
3.4	2.267	2.064	2.673	17.91%	0.000709	0.000606	1.169	0.000000	0.000001	0.119
3.5	2.333	2.114	2.772	18.80%	0.000735	0.000624	1.178	0.000000	0.000001	0.126
3.6	2.400	2.164	2.872	19.68%	0.000763	0.000642	1.189	0.000000	0.000001	0.133
3.7	2.467	2.213	2.974	20.55%	0.000791	0.000660	1.199	0.000000	0.000001	0.140
3.8	2.533	2.262	3.076	21.42%	0.000820	0.000678	1.210	0.000000	0.000001	0.148
3.9	2.600	2.310	3.179	22.28%	0.000849	0.000695	1.221	0.000000	0.000001	0.156
4	2.667	2.358	3.283	23.12%	0.000879	0.000713	1.232	0.000000	0.000001	0.165
4.1	2.733	2.406	3.388	23.96%	0.000909	0.000731	1.244	0.000000	0.000001	0.174
4.2	2.800	2.453	3.494	24.78%	0.000941	0.000749	1.256	0.000000	0.000001	0.183
4.3	2.867	2.500	3.600	25.58%	0.000973	0.000767	1.269	0.000000	0.000001	0.192
4.4	2.933	2.547	3.707	26.37%	0.001006	0.000785	1.282	0.000000	0.000001	0.202
4.5	3.000	2.593	3.814	27.14%	0.001039	0.000802	1.295	0.000000	0.000001	0.213
4.6	3.067	2.639	3.922	27.89%	0.001073	0.000820	1.309	0.000000	0.000001	0.223
4.7	3.133	2.685	4.030	28.63%	0.001108	0.000838	1.323	0.000000	0.000001	0.234
4.8	3.200	2.731	4.139	29.34%	0.001144	0.000856	1.337	0.000000	0.000001	0.246
4.9	3.267	2.776	4.248	30.03%	0.001181	0.000874	1.352	0.000000	0.000001	0.258
5	3.333	2.822	4.357	30.71%	0.001219	0.000892	1.367	0.000000	0.000001	0.270
5.1	3.400	2.867	4.466	31.36%	0.001258	0.000909	1.383	0.000000	0.000001	0.283
5.2	3.467	2.912	4.576	31.99%	0.001297	0.000927	1.399	0.000000	0.000001	0.296
5.3	3.533	2.957	4.685	32.61%	0.001338	0.000945	1.416	0.000000	0.000001	0.309

5.4	3.600	3.002	4.795	33.20%	0.001380	0.000963	1.433	0.000000	0.000001	0.323
5.5	3.667	3.047	4.905	33.78%	0.001423	0.000981	1.451	0.000000	0.000001	0.338
5.6	3.733	3.092	5.015	34.33%	0.001467	0.000999	1.469	0.000000	0.000001	0.353
5.7	3.800	3.138	5.125	34.87%	0.001512	0.001016	1.487	0.000000	0.000001	0.368
5.8	3.867	3.183	5.235	35.38%	0.001558	0.001034	1.506	0.000000	0.000001	0.384
5.9	3.933	3.228	5.345	35.88%	0.001605	0.001052	1.526	0.000000	0.000001	0.400
6	4.000	3.273	5.455	36.36%	0.001654	0.001070	1.546	0.000000	0.000001	0.417
6.1	4.067	3.318	5.564	36.83%	0.001704	0.001088	1.567	0.000001	0.000001	0.435
6.2	4.133	3.363	5.674	37.27%	0.001755	0.001106	1.588	0.000001	0.000001	0.453
6.3	4.200	3.408	5.784	37.70%	0.001808	0.001123	1.610	0.000001	0.000001	0.471
6.4	4.267	3.453	5.893	38.12%	0.001862	0.001141	1.632	0.000001	0.000001	0.490
6.5	4.333	3.499	6.002	38.52%	0.001918	0.001159	1.655	0.000001	0.000001	0.509
6.6	4.400	3.544	6.112	38.90%	0.001975	0.001177	1.678	0.000001	0.000001	0.530
6.7	4.467	3.590	6.221	39.27%	0.002034	0.001195	1.702	0.000001	0.000001	0.550
6.8	4.533	3.635	6.330	39.63%	0.002094	0.001213	1.727	0.000001	0.000001	0.571
6.9	4.600	3.681	6.439	39.97%	0.002156	0.001230	1.752	0.000001	0.000001	0.593
7	4.667	3.726	6.547	40.30%	0.002220	0.001248	1.778	0.000001	0.000001	0.616
7.1	4.733	3.772	6.656	40.62%	0.002285	0.001266	1.805	0.000001	0.000001	0.639
7.2	4.800	3.818	6.764	40.92%	0.002352	0.001284	1.832	0.000001	0.000001	0.662
7.3	4.867	3.864	6.872	41.22%	0.002421	0.001302	1.860	0.000001	0.000001	0.687
7.4	4.933	3.910	6.981	41.50%	0.002492	0.001320	1.889	0.000001	0.000001	0.711
7.5	5.000	3.956	7.088	41.77%	0.002565	0.001337	1.918	0.000001	0.000001	0.737
7.6	5.067	4.002	7.196	42.03%	0.002640	0.001355	1.948	0.000001	0.000001	0.763
7.7	5.133	4.048	7.304	42.28%	0.002717	0.001373	1.979	0.000001	0.000002	0.790
7.8	5.200	4.094	7.411	42.52%	0.002796	0.001391	2.010	0.000001	0.000002	0.817
7.9	5.267	4.141	7.519	42.76%	0.002877	0.001409	2.043	0.000001	0.000002	0.845
8	5.333	4.187	7.626	42.98%	0.002961	0.001427	2.075	0.000001	0.000002	0.874

Tabla A.2 Reacciones y deformaciones en los muros y losas, respectivamente, en función de la relación de aspecto para $h=0.10$ m

A/B	F_r (kgf)	F_1 (kgf)	F_2 (kgf)	ΔF	Eurocódigo 8			NZS 1170.5:2004		
					$\delta_{\text{diafragma}}$ (mm)	$\delta_{\text{rígido}}$ (mm)	$\delta_{\text{diafragma}}/\delta_{\text{rígido}}$	δ_{MDD} (mm)	$\Delta_{\text{derivadas}}$ (mm)	$\delta_{\text{MDD}}/\Delta_{\text{derivadas}}$
1	0.667	0.663	0.674	1.06%	0.000181	0.000178	1.012	0.000000	0.000000	0.010
1.1	0.733	0.729	0.742	1.22%	0.000199	0.000196	1.014	0.000000	0.000000	0.011
1.2	0.800	0.794	0.811	1.40%	0.000217	0.000214	1.016	0.000000	0.000000	0.012
1.3	0.867	0.860	0.881	1.61%	0.000236	0.000232	1.017	0.000000	0.000000	0.013
1.4	0.933	0.925	0.950	1.83%	0.000254	0.000250	1.019	0.000000	0.000000	0.015
1.5	1.000	0.990	1.021	2.07%	0.000273	0.000267	1.021	0.000000	0.000000	0.016
1.6	1.067	1.054	1.091	2.33%	0.000292	0.000285	1.023	0.000000	0.000000	0.017
1.7	1.133	1.119	1.163	2.61%	0.000311	0.000303	1.026	0.000000	0.000000	0.019
1.8	1.200	1.183	1.235	2.92%	0.000330	0.000321	1.028	0.000000	0.000000	0.021
1.9	1.267	1.246	1.308	3.24%	0.000349	0.000339	1.031	0.000000	0.000000	0.022
2	1.333	1.309	1.381	3.60%	0.000368	0.000357	1.033	0.000000	0.000000	0.024
2.1	1.400	1.372	1.456	3.97%	0.000388	0.000374	1.036	0.000000	0.000000	0.026
2.2	1.467	1.435	1.531	4.37%	0.000408	0.000392	1.039	0.000000	0.000000	0.028
2.3	1.533	1.497	1.607	4.80%	0.000427	0.000410	1.042	0.000000	0.000000	0.030
2.4	1.600	1.558	1.684	5.25%	0.000447	0.000428	1.046	0.000000	0.000000	0.032
2.5	1.667	1.619	1.762	5.72%	0.000468	0.000446	1.049	0.000000	0.000000	0.034
2.6	1.733	1.679	1.841	6.21%	0.000488	0.000464	1.053	0.000000	0.000000	0.037
2.7	1.800	1.739	1.921	6.73%	0.000509	0.000481	1.057	0.000000	0.000000	0.039
2.8	1.867	1.799	2.002	7.27%	0.000530	0.000499	1.061	0.000000	0.000001	0.042
2.9	1.933	1.858	2.085	7.83%	0.000551	0.000517	1.065	0.000000	0.000001	0.045
3	2.000	1.916	2.168	8.41%	0.000572	0.000535	1.070	0.000000	0.000001	0.047
3.1	2.067	1.974	2.253	9.01%	0.000594	0.000553	1.074	0.000000	0.000001	0.050

3.2	2.133	2.031	2.339	9.63%	0.000616	0.000571	1.079	0.000000	0.000001	0.054
3.3	2.200	2.087	2.426	10.26%	0.000638	0.000588	1.084	0.000000	0.000001	0.057
3.4	2.267	2.143	2.514	10.91%	0.000660	0.000606	1.089	0.000000	0.000001	0.060
3.5	2.333	2.198	2.603	11.57%	0.000683	0.000624	1.095	0.000000	0.000001	0.064
3.6	2.400	2.253	2.694	12.25%	0.000706	0.000642	1.100	0.000000	0.000001	0.068
3.7	2.467	2.307	2.786	12.93%	0.000730	0.000660	1.106	0.000000	0.000001	0.071
3.8	2.533	2.361	2.879	13.63%	0.000754	0.000678	1.112	0.000000	0.000001	0.075
3.9	2.600	2.414	2.973	14.33%	0.000778	0.000695	1.118	0.000000	0.000001	0.080
4	2.667	2.466	3.068	15.04%	0.000802	0.000713	1.125	0.000000	0.000001	0.084
4.1	2.733	2.518	3.164	15.75%	0.000827	0.000731	1.131	0.000000	0.000001	0.089
4.2	2.800	2.569	3.261	16.47%	0.000852	0.000749	1.138	0.000000	0.000001	0.093
4.3	2.867	2.620	3.359	17.19%	0.000878	0.000767	1.145	0.000000	0.000001	0.098
4.4	2.933	2.671	3.459	17.91%	0.000904	0.000785	1.153	0.000000	0.000001	0.103
4.5	3.000	2.721	3.559	18.63%	0.000931	0.000802	1.160	0.000000	0.000001	0.108
4.6	3.067	2.770	3.660	19.34%	0.000958	0.000820	1.168	0.000000	0.000001	0.114
4.7	3.133	2.819	3.762	20.05%	0.000985	0.000838	1.176	0.000000	0.000001	0.120
4.8	3.200	2.868	3.864	20.76%	0.001013	0.000856	1.184	0.000000	0.000001	0.125
4.9	3.267	2.916	3.968	21.46%	0.001042	0.000874	1.192	0.000000	0.000001	0.131
5	3.333	2.964	4.072	22.16%	0.001070	0.000892	1.201	0.000000	0.000001	0.138
5.1	3.400	3.012	4.177	22.84%	0.001100	0.000909	1.209	0.000000	0.000001	0.144
5.2	3.467	3.059	4.282	23.52%	0.001130	0.000927	1.218	0.000000	0.000001	0.151
5.3	3.533	3.106	4.388	24.19%	0.001160	0.000945	1.228	0.000000	0.000001	0.158
5.4	3.600	3.153	4.495	24.85%	0.001191	0.000963	1.237	0.000000	0.000001	0.165
5.5	3.667	3.199	4.602	25.50%	0.001223	0.000981	1.247	0.000000	0.000001	0.172
5.6	3.733	3.245	4.709	26.14%	0.001255	0.000999	1.257	0.000000	0.000001	0.180
5.7	3.800	3.291	4.817	26.77%	0.001288	0.001016	1.267	0.000000	0.000001	0.187
5.8	3.867	3.337	4.925	27.38%	0.001321	0.001034	1.277	0.000000	0.000001	0.196

5.9	3.933	3.383	5.034	27.98%	0.001355	0.001052	1.288	0.000000	0.000001	0.204
6	4.000	3.429	5.143	28.57%	0.001390	0.001070	1.299	0.000000	0.000001	0.212
6.1	4.067	3.474	5.252	29.15%	0.001425	0.001088	1.310	0.000000	0.000001	0.221
6.2	4.133	3.519	5.361	29.71%	0.001461	0.001106	1.322	0.000000	0.000001	0.230
6.3	4.200	3.564	5.471	30.26%	0.001498	0.001123	1.333	0.000000	0.000001	0.240
6.4	4.267	3.610	5.581	30.80%	0.001535	0.001141	1.345	0.000000	0.000001	0.249
6.5	4.333	3.655	5.691	31.32%	0.001573	0.001159	1.358	0.000000	0.000001	0.259
6.6	4.400	3.700	5.801	31.84%	0.001612	0.001177	1.370	0.000000	0.000001	0.269
6.7	4.467	3.745	5.911	32.33%	0.001652	0.001195	1.383	0.000000	0.000001	0.280
6.8	4.533	3.789	6.021	32.82%	0.001693	0.001213	1.396	0.000000	0.000001	0.290
6.9	4.600	3.834	6.131	33.29%	0.001734	0.001230	1.410	0.000000	0.000001	0.301
7	4.667	3.879	6.242	33.75%	0.001776	0.001248	1.423	0.000000	0.000001	0.312
7.1	4.733	3.924	6.352	34.20%	0.001820	0.001266	1.437	0.000000	0.000001	0.324
7.2	4.800	3.969	6.462	34.63%	0.001864	0.001284	1.452	0.000000	0.000001	0.336
7.3	4.867	4.014	6.573	35.06%	0.001909	0.001302	1.466	0.000000	0.000001	0.348
7.4	4.933	4.058	6.683	35.47%	0.001955	0.001320	1.481	0.000001	0.000001	0.361
7.5	5.000	4.103	6.793	35.87%	0.002001	0.001337	1.497	0.000001	0.000001	0.373
7.6	5.067	4.148	6.903	36.25%	0.002049	0.001355	1.512	0.000001	0.000001	0.387
7.7	5.133	4.193	7.014	36.63%	0.002098	0.001373	1.528	0.000001	0.000001	0.400
7.8	5.200	4.238	7.124	36.99%	0.002148	0.001391	1.545	0.000001	0.000002	0.414
7.9	5.267	4.283	7.234	37.35%	0.002199	0.001409	1.561	0.000001	0.000002	0.428
8	5.333	4.328	7.344	37.69%	0.002251	0.001427	1.578	0.000001	0.000002	0.442

Tabla A.3 Reacciones y deformaciones en los muros y losas, respectivamente, en función de la relación de aspecto para $h=0.15$ m

A/B	F_r (kgf)	F_1 (kgf)	F_2 (kgf)	ΔF	Eurocódigo 8			NZS 1170.5:2004		
					$\delta_{\text{diafragma}}$ (mm)	$\delta_{\text{rígido}}$ (mm)	$\delta_{\text{diafragma}}/\delta_{\text{rígido}}$	δ_{MDD} (mm)	Δ_{derivas} (mm)	$\delta_{\text{MDD}}/\Delta_{\text{derivas}}$
1	0.667	0.664	0.671	0.71%	0.000180	0.000178	1.008	0.000000	0.000000	0.006
1.1	0.733	0.730	0.739	0.82%	0.000198	0.000196	1.009	0.000000	0.000000	0.007
1.2	0.800	0.796	0.808	0.94%	0.000216	0.000214	1.010	0.000000	0.000000	0.008
1.3	0.867	0.862	0.876	1.08%	0.000234	0.000232	1.012	0.000000	0.000000	0.009
1.4	0.933	0.928	0.945	1.23%	0.000253	0.000250	1.013	0.000000	0.000000	0.010
1.5	1.000	0.993	1.014	1.40%	0.000271	0.000267	1.014	0.000000	0.000000	0.011
1.6	1.067	1.058	1.083	1.58%	0.000290	0.000285	1.016	0.000000	0.000000	0.012
1.7	1.133	1.123	1.153	1.77%	0.000308	0.000303	1.017	0.000000	0.000000	0.013
1.8	1.200	1.188	1.224	1.98%	0.000327	0.000321	1.019	0.000000	0.000000	0.014
1.9	1.267	1.253	1.295	2.21%	0.000346	0.000339	1.020	0.000000	0.000000	0.015
2	1.333	1.317	1.366	2.46%	0.000365	0.000357	1.022	0.000000	0.000000	0.016
2.1	1.400	1.381	1.438	2.72%	0.000384	0.000374	1.024	0.000000	0.000000	0.017
2.2	1.467	1.445	1.511	3.00%	0.000403	0.000392	1.026	0.000000	0.000000	0.019
2.3	1.533	1.508	1.584	3.30%	0.000422	0.000410	1.028	0.000000	0.000000	0.020
2.4	1.600	1.571	1.658	3.62%	0.000441	0.000428	1.031	0.000000	0.000000	0.021
2.5	1.667	1.634	1.733	3.96%	0.000461	0.000446	1.033	0.000000	0.000000	0.023
2.6	1.733	1.696	1.808	4.32%	0.000480	0.000464	1.036	0.000000	0.000000	0.025
2.7	1.800	1.758	1.885	4.70%	0.000500	0.000481	1.038	0.000000	0.000000	0.026
2.8	1.867	1.819	1.962	5.09%	0.000520	0.000499	1.041	0.000000	0.000001	0.028
2.9	1.933	1.880	2.040	5.51%	0.000540	0.000517	1.044	0.000000	0.000001	0.030
3	2.000	1.941	2.119	5.94%	0.000560	0.000535	1.047	0.000000	0.000001	0.032
3.1	2.067	2.001	2.199	6.39%	0.000581	0.000553	1.050	0.000000	0.000001	0.034

3.2	2.133	2.060	2.280	6.86%	0.000601	0.000571	1.054	0.000000	0.000001	0.036
3.3	2.200	2.119	2.362	7.34%	0.000622	0.000588	1.057	0.000000	0.000001	0.038
3.4	2.267	2.178	2.444	7.84%	0.000643	0.000606	1.061	0.000000	0.000001	0.041
3.5	2.333	2.236	2.528	8.36%	0.000664	0.000624	1.065	0.000000	0.000001	0.043
3.6	2.400	2.293	2.613	8.89%	0.000686	0.000642	1.069	0.000000	0.000001	0.045
3.7	2.467	2.350	2.699	9.44%	0.000708	0.000660	1.073	0.000000	0.000001	0.048
3.8	2.533	2.407	2.787	9.99%	0.000730	0.000678	1.077	0.000000	0.000001	0.051
3.9	2.600	2.463	2.875	10.56%	0.000752	0.000695	1.081	0.000000	0.000001	0.054
4	2.667	2.518	2.964	11.14%	0.000775	0.000713	1.086	0.000000	0.000001	0.057
4.1	2.733	2.573	3.054	11.74%	0.000797	0.000731	1.091	0.000000	0.000001	0.060
4.2	2.800	2.627	3.145	12.33%	0.000820	0.000749	1.096	0.000000	0.000001	0.063
4.3	2.867	2.681	3.238	12.94%	0.000844	0.000767	1.101	0.000000	0.000001	0.066
4.4	2.933	2.734	3.331	13.56%	0.000868	0.000785	1.106	0.000000	0.000001	0.070
4.5	3.000	2.787	3.425	14.18%	0.000892	0.000802	1.111	0.000000	0.000001	0.073
4.6	3.067	2.840	3.521	14.80%	0.000916	0.000820	1.117	0.000000	0.000001	0.077
4.7	3.133	2.892	3.617	15.43%	0.000941	0.000838	1.122	0.000000	0.000001	0.081
4.8	3.200	2.943	3.714	16.06%	0.000966	0.000856	1.128	0.000000	0.000001	0.085
4.9	3.267	2.994	3.812	16.70%	0.000991	0.000874	1.134	0.000000	0.000001	0.089
5	3.333	3.044	3.911	17.33%	0.001017	0.000892	1.140	0.000000	0.000001	0.093
5.1	3.400	3.095	4.011	17.97%	0.001043	0.000909	1.146	0.000000	0.000001	0.097
5.2	3.467	3.144	4.111	18.60%	0.001069	0.000927	1.153	0.000000	0.000001	0.102
5.3	3.533	3.194	4.213	19.23%	0.001096	0.000945	1.160	0.000000	0.000001	0.106
5.4	3.600	3.243	4.315	19.86%	0.001123	0.000963	1.166	0.000000	0.000001	0.111
5.5	3.667	3.291	4.418	20.48%	0.001151	0.000981	1.173	0.000000	0.000001	0.116
5.6	3.733	3.339	4.521	21.10%	0.001179	0.000999	1.180	0.000000	0.000001	0.121
5.7	3.800	3.387	4.625	21.72%	0.001207	0.001016	1.188	0.000000	0.000001	0.126
5.8	3.867	3.435	4.730	22.33%	0.001236	0.001034	1.195	0.000000	0.000001	0.132

5.9	3.933	3.482	4.835	22.93%	0.001265	0.001052	1.203	0.000000	0.000001	0.138
6	4.000	3.529	4.941	23.53%	0.001295	0.001070	1.211	0.000000	0.000001	0.143
6.1	4.067	3.576	5.048	24.12%	0.001325	0.001088	1.218	0.000000	0.000001	0.149
6.2	4.133	3.623	5.154	24.70%	0.001356	0.001106	1.227	0.000000	0.000001	0.155
6.3	4.200	3.669	5.262	25.27%	0.001387	0.001123	1.235	0.000000	0.000001	0.162
6.4	4.267	3.715	5.369	25.84%	0.001419	0.001141	1.243	0.000000	0.000001	0.168
6.5	4.333	3.761	5.477	26.40%	0.001451	0.001159	1.252	0.000000	0.000001	0.175
6.6	4.400	3.807	5.585	26.94%	0.001484	0.001177	1.261	0.000000	0.000001	0.181
6.7	4.467	3.853	5.694	27.48%	0.001517	0.001195	1.270	0.000000	0.000001	0.188
6.8	4.533	3.898	5.803	28.01%	0.001551	0.001213	1.279	0.000000	0.000001	0.196
6.9	4.600	3.944	5.912	28.53%	0.001586	0.001230	1.289	0.000000	0.000001	0.203
7	4.667	3.989	6.022	29.03%	0.001621	0.001248	1.298	0.000000	0.000001	0.211
7.1	4.733	4.034	6.131	29.53%	0.001656	0.001266	1.308	0.000000	0.000001	0.218
7.2	4.800	4.080	6.241	30.02%	0.001693	0.001284	1.318	0.000000	0.000001	0.226
7.3	4.867	4.125	6.351	30.50%	0.001729	0.001302	1.329	0.000000	0.000001	0.235
7.4	4.933	4.169	6.461	30.97%	0.001767	0.001320	1.339	0.000000	0.000001	0.243
7.5	5.000	4.214	6.571	31.42%	0.001805	0.001337	1.350	0.000000	0.000001	0.252
7.6	5.067	4.259	6.681	31.87%	0.001844	0.001355	1.361	0.000000	0.000001	0.260
7.7	5.133	4.304	6.792	32.31%	0.001884	0.001373	1.372	0.000000	0.000001	0.269
7.8	5.200	4.349	6.902	32.74%	0.001924	0.001391	1.383	0.000000	0.000002	0.279
7.9	5.267	4.394	7.013	33.15%	0.001965	0.001409	1.395	0.000000	0.000002	0.288
8	5.333	4.438	7.123	33.56%	0.002006	0.001427	1.407	0.000000	0.000002	0.298

Tabla A.4 Reacciones y deformaciones en los muros y losas, respectivamente, en función de la relación de aspecto para $h=0.20$ m

A/B	F_r (kgf)	F_1 (kgf)	F_2 (kgf)	ΔF	Eurocódigo 8			NZS 1170.5:2004		
					$\delta_{\text{diafragma}}$ (mm)	$\delta_{\text{rígido}}$ (mm)	$\delta_{\text{diafragma}}/\delta_{\text{rígido}}$	δ_{MDD} (mm)	Δ_{derivas} (mm)	$\delta_{\text{MDD}}/\Delta_{\text{derivas}}$
1	0.667	0.665	0.670	0.53%	0.000179	0.000178	1.006	0.000000	0.000000	0.005
1.1	0.733	0.731	0.738	0.62%	0.000198	0.000196	1.007	0.000000	0.000000	0.005
1.2	0.800	0.797	0.806	0.71%	0.000216	0.000214	1.008	0.000000	0.000000	0.006
1.3	0.867	0.863	0.874	0.82%	0.000234	0.000232	1.009	0.000000	0.000000	0.007
1.4	0.933	0.929	0.942	0.93%	0.000252	0.000250	1.010	0.000000	0.000000	0.007
1.5	1.000	0.995	1.011	1.05%	0.000270	0.000267	1.011	0.000000	0.000000	0.008
1.6	1.067	1.060	1.079	1.19%	0.000289	0.000285	1.012	0.000000	0.000000	0.009
1.7	1.133	1.126	1.149	1.34%	0.000307	0.000303	1.013	0.000000	0.000000	0.010
1.8	1.200	1.191	1.218	1.50%	0.000325	0.000321	1.014	0.000000	0.000000	0.010
1.9	1.267	1.256	1.288	1.68%	0.000344	0.000339	1.015	0.000000	0.000000	0.011
2	1.333	1.321	1.358	1.87%	0.000363	0.000357	1.017	0.000000	0.000000	0.012
2.1	1.400	1.386	1.429	2.07%	0.000381	0.000374	1.018	0.000000	0.000000	0.013
2.2	1.467	1.450	1.500	2.29%	0.000400	0.000392	1.020	0.000000	0.000000	0.014
2.3	1.533	1.514	1.572	2.52%	0.000419	0.000410	1.021	0.000000	0.000000	0.015
2.4	1.600	1.578	1.644	2.77%	0.000438	0.000428	1.023	0.000000	0.000000	0.016
2.5	1.667	1.641	1.717	3.03%	0.000457	0.000446	1.025	0.000000	0.000000	0.017
2.6	1.733	1.705	1.791	3.31%	0.000476	0.000464	1.027	0.000000	0.000000	0.019
2.7	1.800	1.768	1.865	3.61%	0.000495	0.000481	1.029	0.000000	0.000000	0.020
2.8	1.867	1.830	1.940	3.92%	0.000515	0.000499	1.031	0.000000	0.000001	0.021
2.9	1.933	1.892	2.015	4.25%	0.000534	0.000517	1.033	0.000000	0.000001	0.022
3	2.000	1.954	2.092	4.59%	0.000554	0.000535	1.036	0.000000	0.000001	0.024
3.1	2.067	2.015	2.169	4.95%	0.000574	0.000553	1.038	0.000000	0.000001	0.025

3.2	2.133	2.077	2.247	5.33%	0.000594	0.000571	1.041	0.000000	0.000001	0.027
3.3	2.200	2.137	2.326	5.72%	0.000614	0.000588	1.043	0.000000	0.000001	0.029
3.4	2.267	2.197	2.405	6.12%	0.000634	0.000606	1.046	0.000000	0.000001	0.031
3.5	2.333	2.257	2.486	6.54%	0.000655	0.000624	1.049	0.000000	0.000001	0.032
3.6	2.400	2.316	2.568	6.98%	0.000675	0.000642	1.052	0.000000	0.000001	0.034
3.7	2.467	2.375	2.650	7.43%	0.000696	0.000660	1.055	0.000000	0.000001	0.036
3.8	2.533	2.433	2.733	7.89%	0.000717	0.000678	1.059	0.000000	0.000001	0.038
3.9	2.600	2.491	2.817	8.36%	0.000739	0.000695	1.062	0.000000	0.000001	0.040
4	2.667	2.549	2.903	8.85%	0.000760	0.000713	1.066	0.000000	0.000001	0.043
4.1	2.733	2.606	2.989	9.35%	0.000782	0.000731	1.069	0.000000	0.000001	0.045
4.2	2.800	2.662	3.076	9.86%	0.000804	0.000749	1.073	0.000000	0.000001	0.047
4.3	2.867	2.718	3.164	10.38%	0.000826	0.000767	1.077	0.000000	0.000001	0.050
4.4	2.933	2.773	3.253	10.91%	0.000848	0.000785	1.081	0.000000	0.000001	0.052
4.5	3.000	2.828	3.343	11.44%	0.000871	0.000802	1.085	0.000000	0.000001	0.055
4.6	3.067	2.883	3.434	11.99%	0.000894	0.000820	1.090	0.000000	0.000001	0.058
4.7	3.133	2.937	3.526	12.54%	0.000917	0.000838	1.094	0.000000	0.000001	0.061
4.8	3.200	2.990	3.619	13.10%	0.000940	0.000856	1.099	0.000000	0.000001	0.064
4.9	3.267	3.043	3.713	13.66%	0.000964	0.000874	1.103	0.000000	0.000001	0.067
5	3.333	3.096	3.808	14.23%	0.000988	0.000892	1.108	0.000000	0.000001	0.070
5.1	3.400	3.148	3.903	14.80%	0.001012	0.000909	1.113	0.000000	0.000001	0.073
5.2	3.467	3.200	4.000	15.38%	0.001037	0.000927	1.118	0.000000	0.000001	0.077
5.3	3.533	3.251	4.097	15.96%	0.001062	0.000945	1.123	0.000000	0.000001	0.080
5.4	3.600	3.302	4.195	16.54%	0.001087	0.000963	1.129	0.000000	0.000001	0.084
5.5	3.667	3.353	4.294	17.12%	0.001112	0.000981	1.134	0.000000	0.000001	0.088
5.6	3.733	3.403	4.394	17.69%	0.001138	0.000999	1.140	0.000000	0.000001	0.092
5.7	3.800	3.453	4.494	18.27%	0.001164	0.001016	1.146	0.000000	0.000001	0.096
5.8	3.867	3.502	4.596	18.85%	0.001191	0.001034	1.152	0.000000	0.000001	0.100

5.9	3.933	3.551	4.697	19.43%	0.001218	0.001052	1.158	0.000000	0.000001	0.104
6	4.000	3.600	4.800	20.00%	0.001245	0.001070	1.164	0.000000	0.000001	0.108
6.1	4.067	3.648	4.903	20.57%	0.001273	0.001088	1.170	0.000000	0.000001	0.113
6.2	4.133	3.697	5.007	21.14%	0.001301	0.001106	1.177	0.000000	0.000001	0.117
6.3	4.200	3.744	5.111	21.70%	0.001329	0.001123	1.183	0.000000	0.000001	0.122
6.4	4.267	3.792	5.216	22.25%	0.001358	0.001141	1.190	0.000000	0.000001	0.127
6.5	4.333	3.839	5.322	22.81%	0.001387	0.001159	1.197	0.000000	0.000001	0.132
6.6	4.400	3.886	5.428	23.35%	0.001417	0.001177	1.204	0.000000	0.000001	0.137
6.7	4.467	3.933	5.534	23.89%	0.001447	0.001195	1.211	0.000000	0.000001	0.143
6.8	4.533	3.980	5.641	24.43%	0.001477	0.001213	1.218	0.000000	0.000001	0.148
6.9	4.600	4.026	5.748	24.95%	0.001508	0.001230	1.226	0.000000	0.000001	0.154
7	4.667	4.072	5.855	25.47%	0.001539	0.001248	1.233	0.000000	0.000001	0.159
7.1	4.733	4.118	5.963	25.99%	0.001571	0.001266	1.241	0.000000	0.000001	0.165
7.2	4.800	4.164	6.072	26.49%	0.001603	0.001284	1.249	0.000000	0.000001	0.171
7.3	4.867	4.210	6.180	26.99%	0.001636	0.001302	1.257	0.000000	0.000001	0.177
7.4	4.933	4.256	6.289	27.48%	0.001669	0.001320	1.265	0.000000	0.000001	0.184
7.5	5.000	4.301	6.398	27.96%	0.001703	0.001337	1.273	0.000000	0.000001	0.190
7.6	5.067	4.346	6.507	28.43%	0.001737	0.001355	1.282	0.000000	0.000001	0.197
7.7	5.133	4.392	6.617	28.90%	0.001772	0.001373	1.291	0.000000	0.000001	0.204
7.8	5.200	4.437	6.727	29.36%	0.001807	0.001391	1.299	0.000000	0.000001	0.211
7.9	5.267	4.482	6.836	29.81%	0.001843	0.001409	1.308	0.000000	0.000002	0.218
8	5.333	4.527	6.946	30.25%	0.001880	0.001427	1.318	0.000000	0.000002	0.225

Anexo 2

Ejemplos de aplicación en un software comercial

➤ Ejemplo 1 – (Vivienda - Relación de aspecto = 1.5)

Descripción.- Se modeló una edificación regular en dos casos: el primero considerando un diafragma rígido (A) y el segundo, diafragmas flexibles (B). El propósito fue analizar las diferencias en la distribución de la fuerza cortante en los muros estructurales y comparar estos resultados con los obtenidos en la investigación. La estructura, común a ambos casos, cuenta con tres niveles destinados a vivienda unifamiliar, con una altura de 3 m por piso, y un sistema estructural de muros estructurales ($R_o=6$). Las dimensiones en planta son de 10 m x 15 m, lo que implica una relación de aspecto de 1.5.

Elementos estructurales:

- Muros de estructurales de concreto armado de espesor 0.20 m.
- Columnas rectangulares de concreto armado de 0.25x0.40 m.
- Vigas peraltadas de concreto armado de 0.20x0.60m.
- Vigas peraltadas de concreto armado de 0.20x0.40m.
- Vigas peraltadas de concreto armado de 0.20x0.20m.
- Losa maciza de concreto armado de espesor 0.10 m.

Parámetros sísmico según norma E.030 (2018):

- $Z=0.45$ (Zona 4-Lima).
- $U=1$ (Viviendas).
- $C=2.5$ ($T < T_P$).
- $S=1.05$ (Suelo tipo S_2).
- $R_o=6$ (Muros estructurales).
- $I_a=1$ (Regular en altura).
- $I_p=1$ (Regular en planta).

Distribución de cargas según norma E.020 (2006):

- Carga muerta: 100 kgf/m² (acabados).
- Carga viva: 200 kgf/m² (vivienda).
- Carga muerta - escalera: 100 kgf/m² (acabados).

- Carga viva - escalera: 200 kgf/m² (vivienda).

Estimación del peso sísmico de la edificación: Para viviendas se toma el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva por pertenecer a categoría C según norma E.030. Tener en cuenta que el peso propio de la edificación también es carga muerta.

- Peso sísmico = 100%CM + 25%CV.

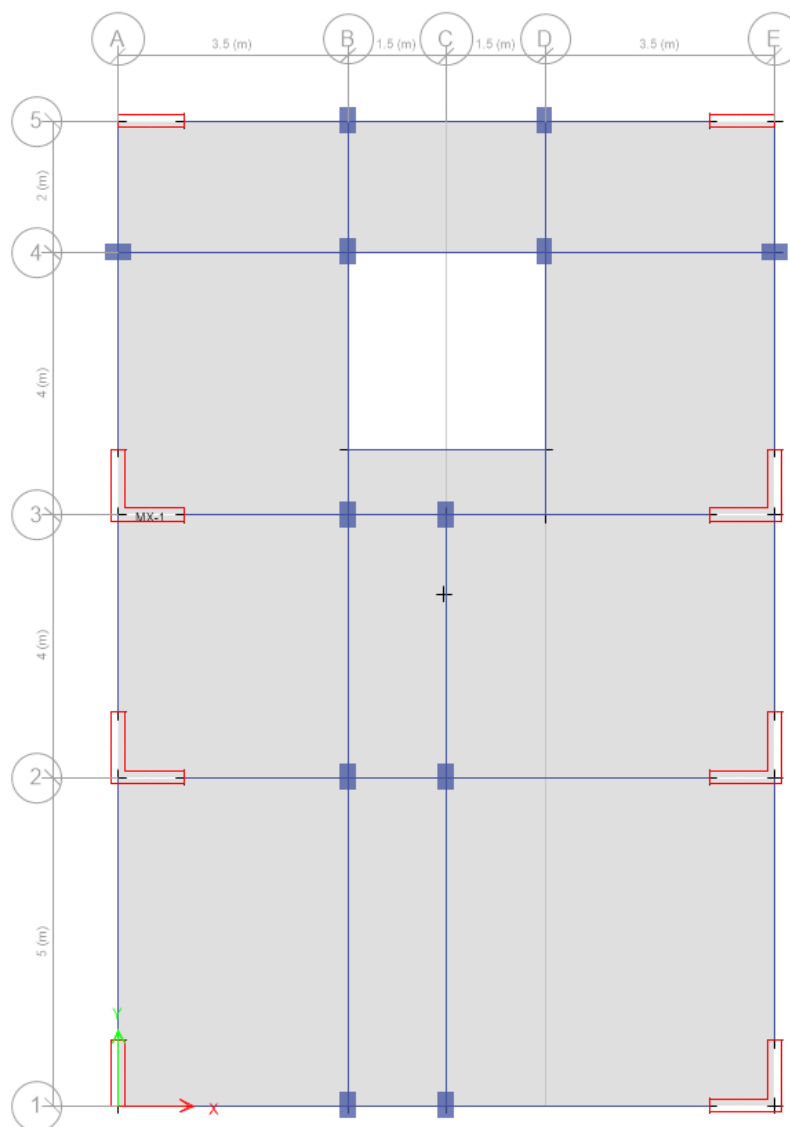


Figura N° A2.1 Vista en planta de edificación (vivienda)

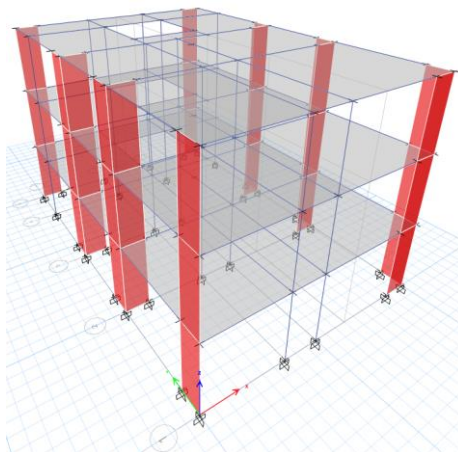


Figura N° A2.2 Vista en 3D de edificación (vivienda)

Cada planta presenta la siguiente distribución de ambientes:

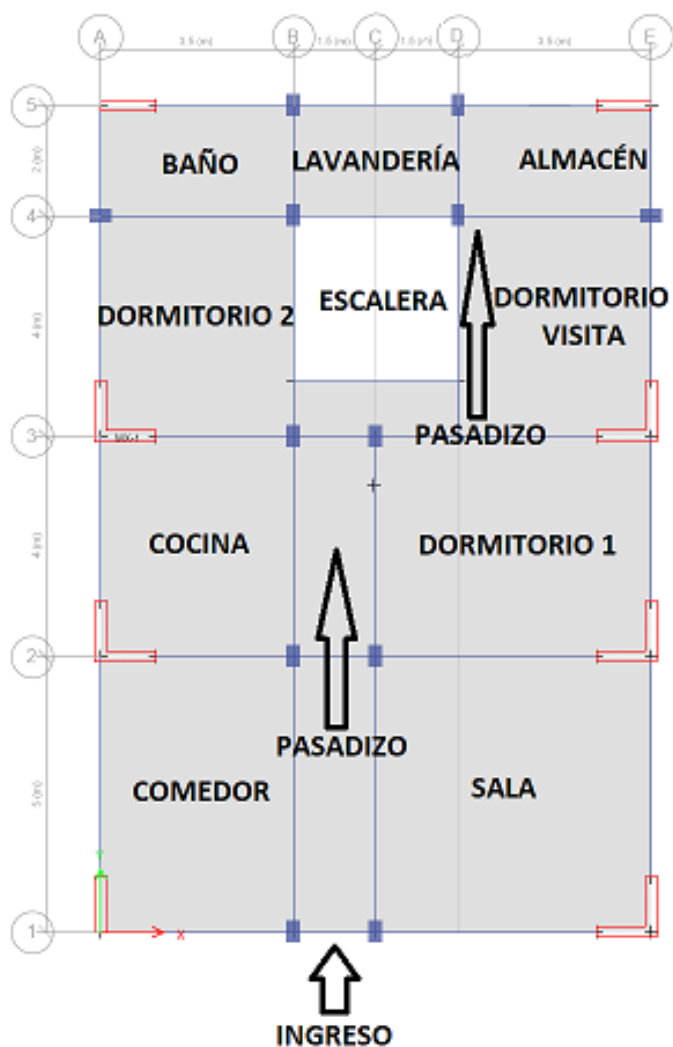


Figura N° A2.3 Distribución de ambientes (vivienda)

Se seleccionó el muro MX-1 para su evaluación debido a su proximidad al centro de masas (C.M.) del sistema. Esta elección se fundamenta en que, al ubicarse cercano al C.M. (coincidente con el muro central de la Figura N°3.1), se minimiza la influencia de los efectos torsionales inducidos por el diafragma rígido en la distribución de fuerzas cortantes entre los muros. De este modo, al analizar el muro MX-1, se reduce la distorsión en los resultados asociada a posibles rotaciones del diafragma, permitiendo un estudio más preciso del comportamiento estructural bajo cargas laterales.

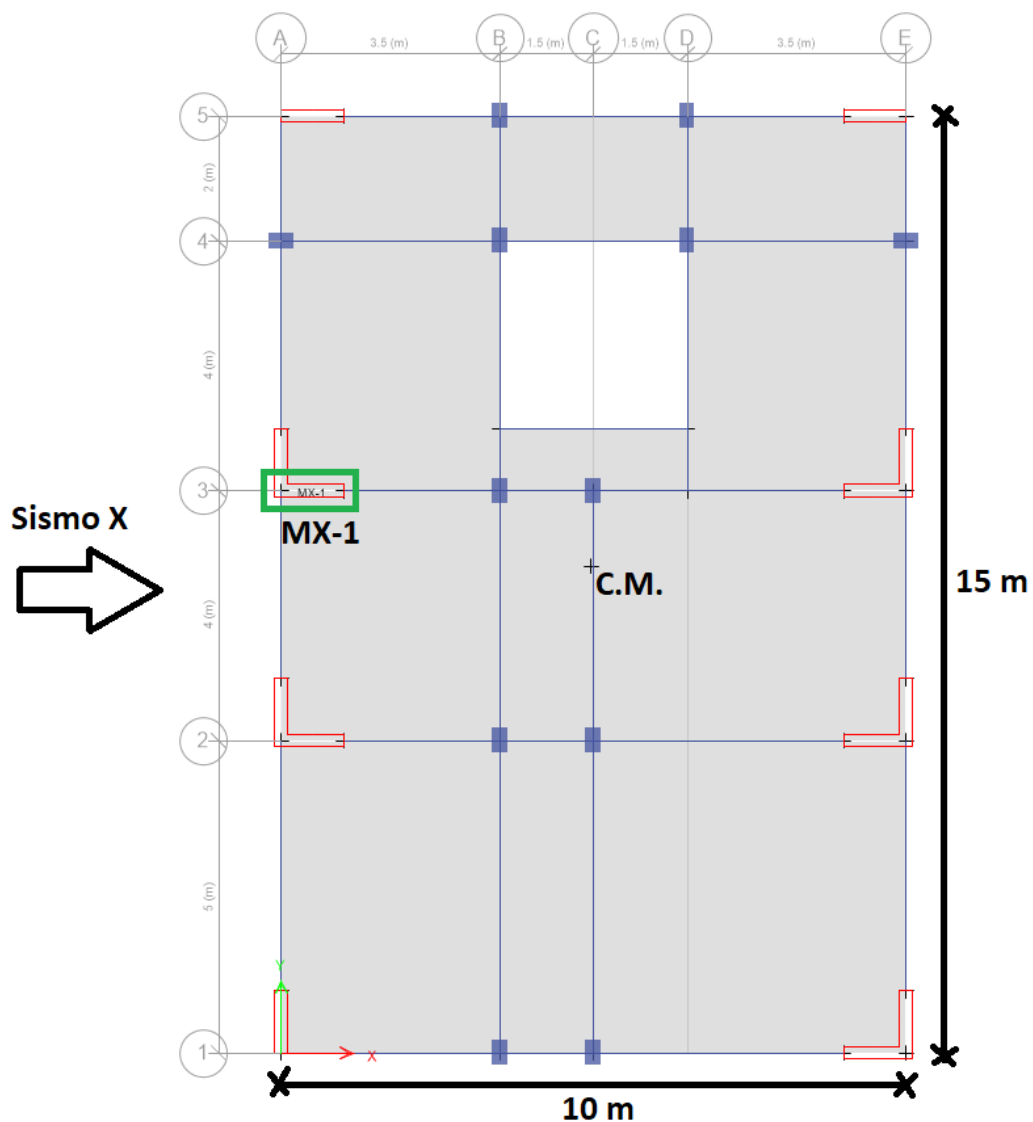


Figura N° A2.4 Muro a analizar (vivienda)

Se observa que la relación de aspecto de la edificación es de $15/10 = 1.5$, asimismo posee un espesor de losa de 0.10 m. Ingresando estos datos a la Tabla

A.2 del Anexo 1 de la presente tesis, se espera que la diferencia entre las cortantes del muro MX-1 en la edificación A y B sea de alrededor del 2.07%.

Se muestran las cortantes obtenidas en el MX-1 mediante el software comercial:

Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	MX-1	SXD	LinRespSpec	Max	Bottom	11.1844	7.6626	0.0221

Figura N° A2.5 Cortante en el muro MX-1 de la edificación A (vivienda)

Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	MX-1	SXD	LinRespSpec	Max	Bottom	10.7745	7.7769	0.0193

Figura N° A2.6 Cortante en el muro MX-1 de la edificación B (vivienda)

Tabla N° A2.1 Comparación de cortantes del muro MX-1 en las edificaciones A y B (Relación de aspecto = 1.5)

Edificación	MX-1 (tonf)
A	7.6626
B	7.7769
ΔF	1.49%

Nota: Tener en cuenta que el $\Delta F\%$ se determina como se muestra a continuación:

$$\Delta F = \left| \frac{F_{\text{flexible}} - F_{\text{rígido}}}{F_{\text{rígido}}} \right| * 100\%$$

Para el presente ejemplo, sería:

$$\Delta F = \left| \frac{F_B - F_A}{F_A} \right| * 100\%$$

De los resultados obtenidos se puede observar que el valor de $\Delta F=1.49\%$ es cercano al estimado en la presente tesis, $\Delta F=2.07\%$. Esta diferencia, como se explicó previamente, se debe a la torsión y otros efectos dinámicos que toma en cuenta el software comercial, los cuales no pertenecen al alcance de la presente investigación.

➤ Ejemplo 2 – (Oficinas - Relación de aspecto = 2)

Descripción.- Se modeló una edificación regular en dos casos: el primero considerando un diafragma rígido (A) y el segundo, diafragmas flexibles (B). El propósito fue analizar las diferencias en la distribución de la fuerza cortante en los muros estructurales y comparar estos resultados con los obtenidos en la investigación. La estructura, común a ambos casos, cuenta con tres niveles destinados a oficinas, con una altura de 3 m por piso, y un sistema estructural de muros estructurales ($R_o=6$). Las dimensiones en planta son de 10 m x 20 m, lo que implica una relación de aspecto de 2.

Elementos estructurales:

- Muros de estructurales de concreto armado de espesor 0.20 m.
- Columnas rectangulares de concreto armado de 0.25x0.40 m.
- Columnas circulares de concreto armado de $d=0.40$ m.
- Vigas peraltadas de concreto armado de 0.20x0.60m.
- Losa maciza de concreto armado de espesor 0.10 m.

Parámetros sísmico según norma E.030 (2018):

- $Z=0.45$ (Zona 4-Lima).
- $U=1$ (Oficinas).
- $C=2.5$ ($T < T_P$).
- $S=1.05$ (Suelo tipo S_2).
- $R_o=6$ (Muros estructurales).
- $I_a=1$ (Regular en altura).
- $I_p=1$ (Regular en planta).

Distribución de cargas según norma E.020 (2006):

- Carga muerta - losa: 100 kgf/m² (acabados).
- Carga viva - losa: 250 kgf/m² (oficina).
- Carga muerta - escalera: 100 kgf/m² (acabados).
- Carga viva - escalera: 400 kgf/m² (oficina).

Estimación del peso sísmico de la edificación: Para oficina se toma el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva por pertenecer a categoría C según norma

E.030. Tener en cuenta que el peso propio de la edificación también es carga muerta.

- Peso sísmico = 100%CM + 25%CV.

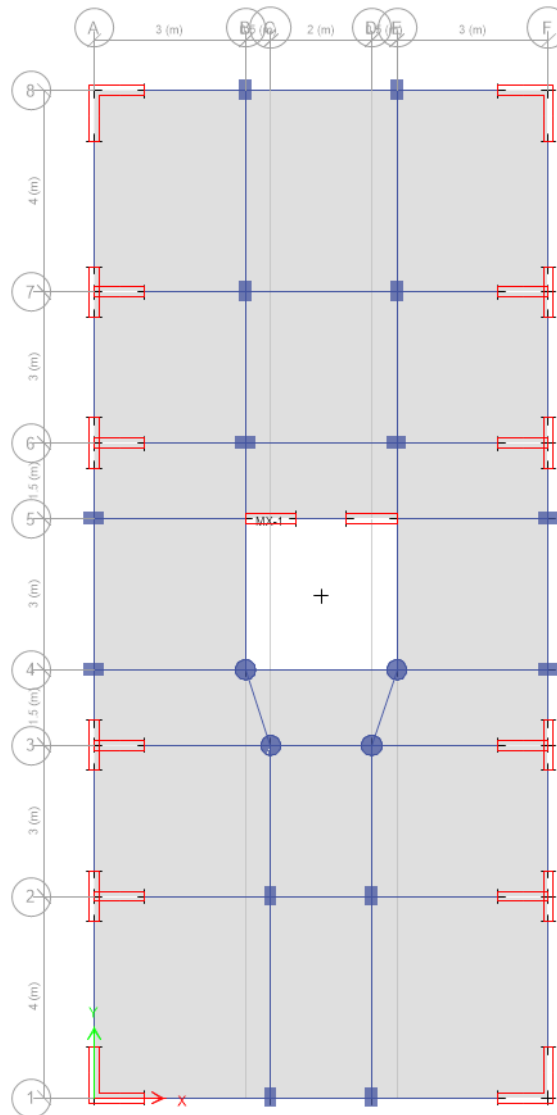


Figura N° A2.7 Vista en planta de edificación (oficinas)

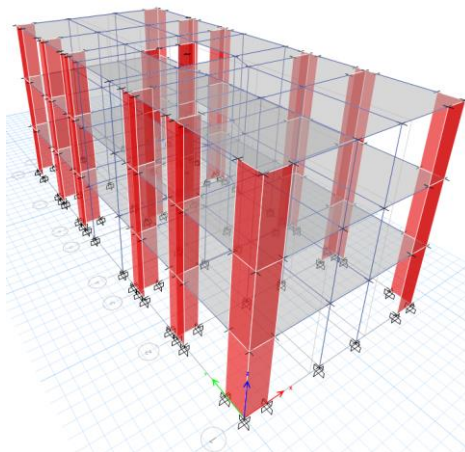


Figura N° A2.8 Vista en 3D de edificación (oficinas)

Cada planta presenta la siguiente distribución de ambientes:

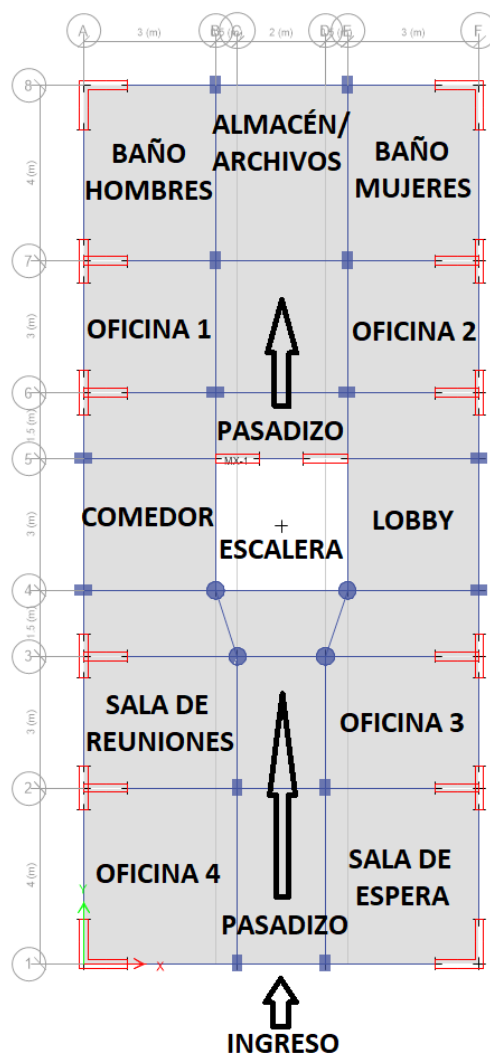


Figura N° A2.9 Distribución de ambientes (oficinas)

Se seleccionó el muro MX-1 para su evaluación debido a su proximidad al centro de masas (C.M.) del sistema. Esta elección se fundamenta en que, al ubicarse cercano al C.M. (coincidente con el muro central de la Figura N°3.1), se minimiza la influencia de los efectos torsionales inducidos por el diafragma rígido en la distribución de fuerzas cortantes entre los muros. De este modo, al analizar el muro MX-1, se reduce la distorsión en los resultados asociada a posibles rotaciones del diafragma, permitiendo un estudio más preciso del comportamiento estructural bajo cargas laterales.

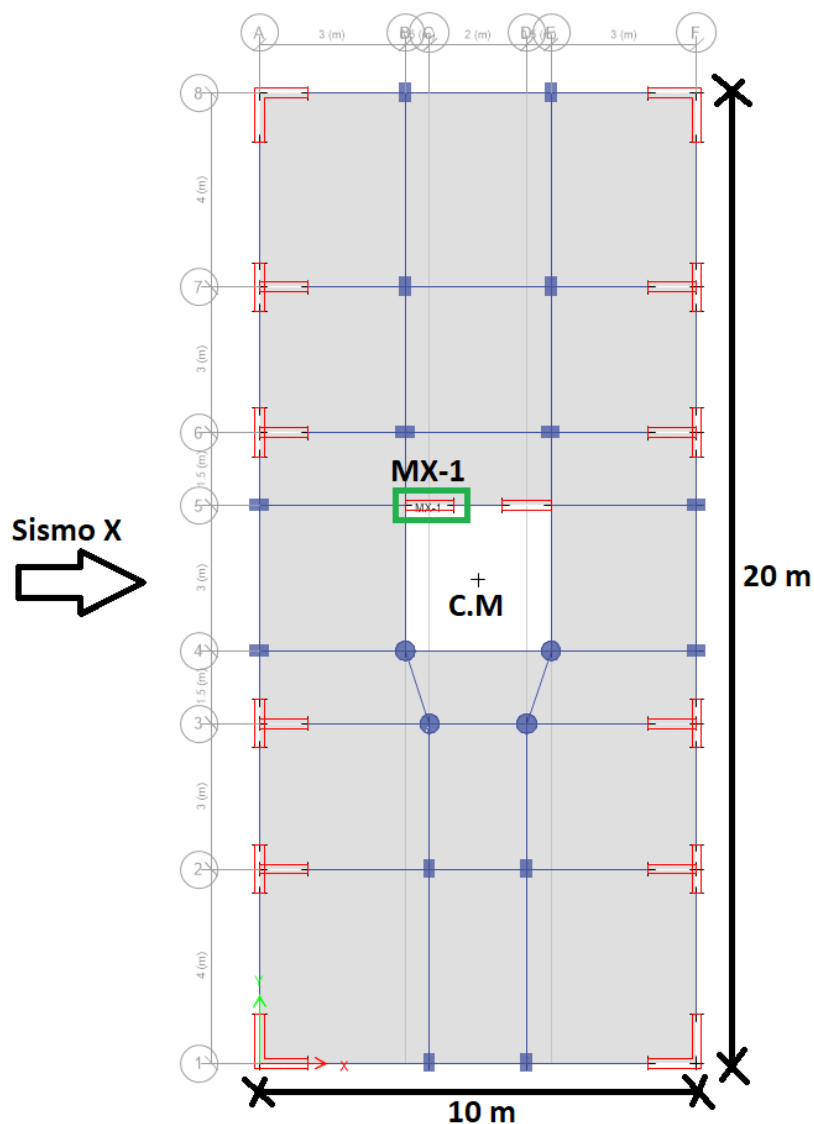


Figura N° A2.10 Muro a analizar (oficinas)

Se observa que la relación de aspecto de la edificación es de $20/10 = 2$, asimismo posee un espesor de losa de 0.10 m. Ingresando estos datos a la Tabla A.2 del

Anexo 1 de la presente tesis, se espera que la diferencia entre las cortantes del muro MX-1 en la edificación A y B sea de alrededor del 3.60%.

Se muestran las cortantes obtenidas en el MX-1 mediante el software comercial:

Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	MX-1	SXD	LinRespSpec	Max	Bottom	10.5749	5.7829	0.0582

Figura N° A2.11 Cortante en el muro MX-1 de la edificación A (oficinas)

Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	MX-1	SXD	LinRespSpec	Max	Bottom	10.2571	5.9375	0.056

Figura N° A2.12 Cortante en el muro MX-1 de la edificación B (oficinas)

Tabla N° A2.2 Comparación de cortantes del muro MX-1 en las edificaciones A y B (Relación de aspecto = 2)

Edificación	MX-1 (tonf)
A	5.7829
B	5.9375
ΔF	2.67%

Nota: Tener en cuenta que el $\Delta F\%$ se determina como se muestra a continuación:

$$\Delta F = \left| \frac{F_{\text{flexible}} - F_{\text{rígido}}}{F_{\text{rígido}}} \right| * 100\%$$

Para el presente ejemplo, sería:

$$\Delta F = \left| \frac{F_B - F_A}{F_A} \right| * 100\%$$

De los resultados obtenidos se puede observar que el valor de $\Delta F=2.67\%$ es cercano al estimado en la presente tesis, $\Delta F=3.60\%$. Esta diferencia, como se explicó previamente, se debe a la torsión y otros efectos dinámicos que toma en cuenta el software comercial, los cuales no pertenecen al alcance de la presente investigación.

➤ Ejemplo 3 – (Hotel - Relación de aspecto = 2.5)

Descripción.- Se modeló una edificación regular en dos casos: el primero considerando un diafragma rígido (A) y el segundo, diafragmas flexibles (B). El propósito fue analizar las diferencias en la distribución de la fuerza cortante en los muros estructurales y comparar estos resultados con los obtenidos en la investigación. La estructura, común a ambos casos, cuenta con tres niveles destinados a habitaciones, con una altura de 3 m por piso, y un sistema estructural de muros estructurales ($R_o=6$). Las dimensiones en planta son de 8 m x 20 m, lo que implica una relación de aspecto de 2.5.

Elementos estructurales:

- Muros de estructurales de concreto armado de espesor 0.20 m.
- Columnas rectangulares de concreto armado de 0.25x0.40 m.
- Vigas peraltadas de concreto armado de 0.25x0.40m.
- Vigas peraltadas de concreto armado de 0.20x0.60m.
- Vigas peraltadas de concreto armado de 0.25x0.60m.
- Losa maciza de concreto armado de espesor 0.10 m.

Parámetros sísmico según norma E.030 (2018):

- $Z=0.45$ (Zona 4-Lima).
- $U=1$ (Hoteles).
- $C=2.5$ ($T < T_P$).
- $S=1.05$ (Suelo tipo S_2).
- $R_o=6$ (Muros estructurales).
- $I_a=1$ (Regular en altura).
- $I_p=1$ (Regular en planta).

Distribución de cargas según norma E.020 (2006):

- Carga muerta - losa: 100 kgf/m² (acabados).
- Carga viva - losa: 250 kgf/m² (hotel).
- Carga muerta - escalera: 100 kgf/m² (hotel).
- Carga viva - escalera: 400 kgf/m² (hotel).

Estimación del peso sísmico de la edificación: Para hoteles se toma el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva por pertenecer a categoría C según norma

E.030. Tener en cuenta que el peso propio de la edificación también es carga muerta.

- Peso sísmico = 100%CM + 25%CV.

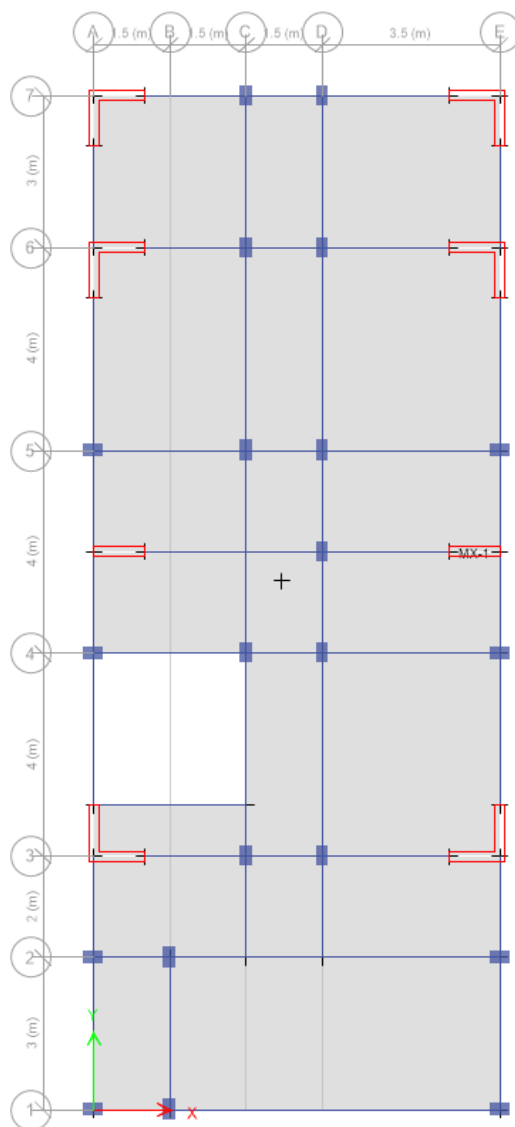


Figura N° A2.13 Vista en planta de edificación (hotel)

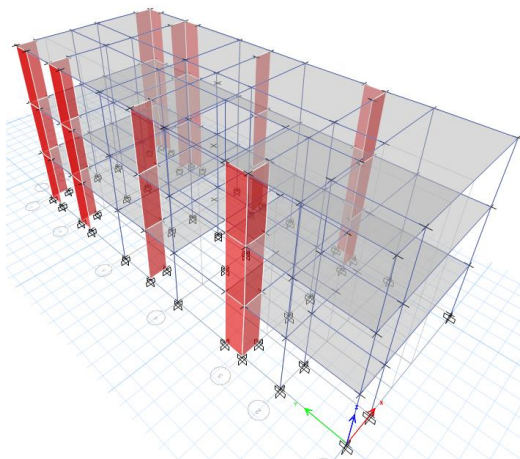


Figura N° A2.14 Vista en 3D de edificación (hotel)

Cada planta presenta la siguiente distribución de ambientes:



Figura N° A2.15 Distribución de ambientes (hotel)

Se seleccionó el muro MX-1 para su evaluación debido a su proximidad al centro de masas (C.M.) del sistema. Esta elección se fundamenta en que, al ubicarse cercano al C.M. (coincidente con el muro central de la Figura N°3.1), se minimiza la influencia de los efectos torsionales inducidos por el diafragma rígido en la distribución de fuerzas cortantes entre los muros. De este modo, al analizar el muro MX-1, se reduce la distorsión en los resultados asociada a posibles rotaciones del diafragma, permitiendo un estudio más preciso del comportamiento estructural bajo cargas laterales.

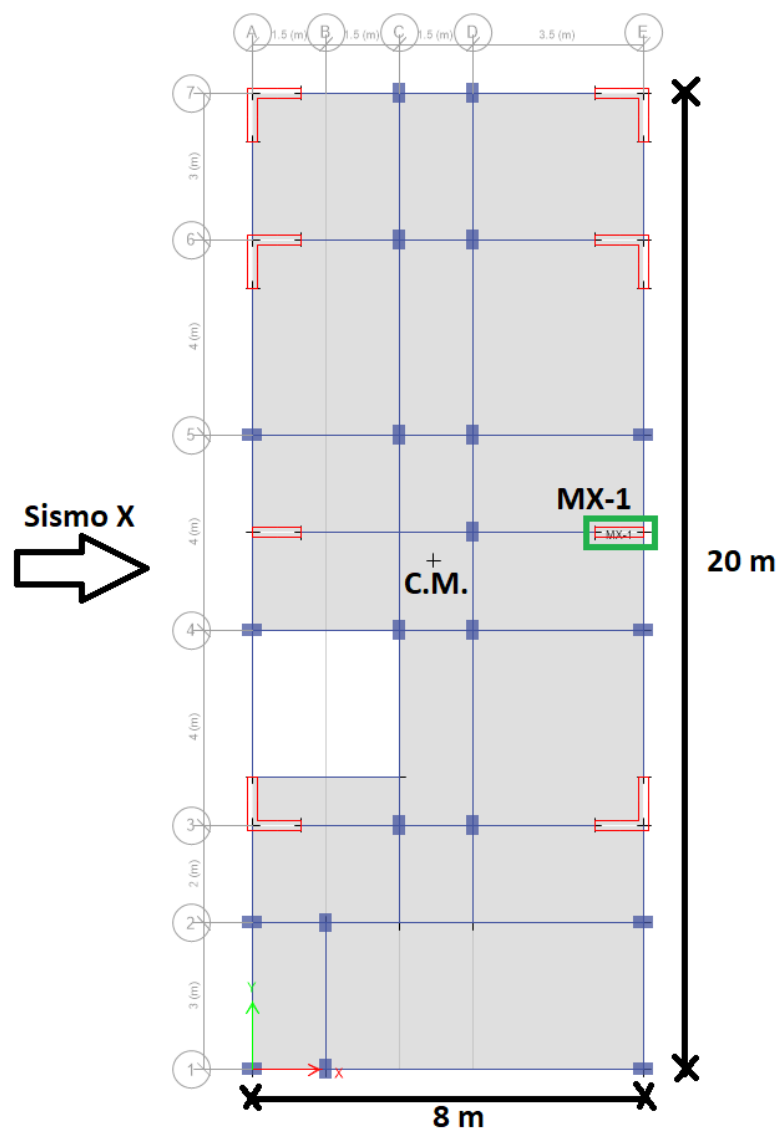


Figura N° A2.16 Muro a analizar (hotel)

Se observa que la relación de aspecto de la edificación es de $20/8 = 2.5$, asimismo posee un espesor de losa de 0.10 m. Ingresando estos datos a la Tabla A.2 del

Anexo 1 de la presente tesis, se espera que la diferencia entre las cortantes del muro MX-1 en la edificación A y B sea de alrededor del 5.72%.

Se muestran las cortantes obtenidas en el MX-1 mediante el software comercial:

Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	MX-1	SXD	LinRespSpec	Max	Bottom	2.2121	4.986	0.133

Figura N° A2.17 Cortante en el muro MX-1 de la edificación A (hotel)

Story	Pier	Output Case	Case Type	Step Type	Location	P tonf	V2 tonf	V3 tonf
Story1	MX-1	SXD	LinRespSpec	Max	Bottom	2.1696	4.674	0.1243

Figura N° A2.18 Cortante en el muro MX-1 de la edificación B (hotel)

Tabla N° A2.3 Comparación de cortantes del muro MX-1 en las edificaciones A y B (Relación de aspecto = 2.5)

Edificación	MX-1 (tonf)
A	4.986
B	4.674
ΔF	6.26%

Nota: Tener en cuenta que el $\Delta F\%$ se determina como se muestra a continuación:

$$\Delta F = \left| \frac{F_{\text{flexible}} - F_{\text{rígido}}}{F_{\text{rígido}}} \right| * 100\%$$

Para el presente ejemplo, sería:

$$\Delta F = \left| \frac{F_B - F_A}{F_A} \right| * 100\%$$

De los resultados obtenidos se puede observar que el valor de $\Delta F=6.26\%$ es cercano al estimado en la presente tesis, $\Delta F=5.72\%$. Esta diferencia, como se explicó previamente, se debe a la torsión y otros efectos dinámicos que toma en cuenta el software comercial, los cuales no pertenecen al alcance de la presente investigación.