



**FACULTAD DE INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL
SEDE CONCEPCIÓN**

**DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE CUALITATIVO DE VULNERABILIDAD
SÍSMICA DE EDIFICIOS DE HORMIGÓN ARMADO EN CONCEPCIÓN**

Memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil

Profesor Tutor: M.Sc. Gian Carlo Giuliano B

Autor: Esteban Ignacio Muñoz Bello

© Esteban Ignacio Muñoz Bello.

Se autoriza la reproducción parcial o total de esta obra con fines académicos, por cualquier forma, medio o procedimiento, siempre y cuando se incluya cita bibliográfica del documento.

Concepción, Chile

2025

CALIFICACIÓN DE LA MEMORIA

En Concepción, el ____ de _____ del 2025, los abajo firmantes dejan constancia que el alumno Esteban Ignacio Muñoz Bello, de la carrera Ingeniería Civil ha aprobado la memoria para Optar al Título de Ingeniero Civil con una nota de _____.

Profesor Evaluador

Profesor Evaluador

Profesor Evaluador

AGRADECIMIENTOS

Al terminar esta etapa tan importante, quiero dar las gracias a todas las personas que me acompañaron en este camino.

Primero, a mi familia, por estar siempre conmigo. Gracias por su apoyo constante, por animarme en los momentos difíciles y por confiar en mi incluso cuando yo dudaba. Sin su cariño, paciencia y comprensión no habría llegado hasta aquí.

Agradezco también a mi profesor guía, por su tiempo, por responder cada duda y por orientarme durante todo el proceso. Su ayuda fue fundamental para poder desarrollar este proyecto de la mejor forma posible.

A mis amigos, gracias por estar, por los ánimos, por escucharme, por acompañarme y por hacer que este proceso fuese más llevadero. Cada palabra de apoyo y cada momento compartido hicieron una gran diferencia.

Finalmente, gracias a todos los que, de alguna manera fueron parte de este gran logro. Este proyecto es el resultado no solo de mi esfuerzo, sino también del apoyo de todas estas personas que me rodean.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

RESUMEN.....	1
CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES DE LA MEMORIA.....	3
1.1. Introducción.....	3
1.2. Objetivos generales.....	4
1.3. Objetivos específicos	4
1.4. Alcances.....	4
1.5. Metodología de trabajo.....	5
CAPÍTULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. Marco teórico	6
2.2. Estado del arte	7
2.2.1 Peligrosidad sísmica	7
2.2.2 Daño sísmico	7
2.2.3 Riesgo sísmico.....	8
2.2.4 Vulnerabilidad sísmica.....	8
2.2.5 Índice de Vulnerabilidad	9
CAPÍTULO 3: EDIFICIOS DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	14
3.1. Introducción.....	14
3.2. Ubicación de la zona de estudio	14
3.3. Relieve	14
3.4. Suelo de fundación.....	15
3.5. Fallas geomorfológicas	15
3.6. Caracterización sísmica	16

CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE VULNERABILIDAD.....	17
4.1. Organización del sistema resistente (O.S.R)	17
4.1.1 Subfactor: Periodo aproximado	17
4.1.2 Subfactor: Razón de aspecto	18
4.1.3 Subfactor: Cantidad de líneas resistentes	19
4.1.4 Subfactor: Calidad de líneas resistentes	21
4.1.5 Subfactor: Distancia entre partes independientes y otros edificios	21
4.1.6 Subfactor: Rigidez torsional y distancia entre centro de masa y centro de rigidez 22	
4.2. Calidad de la construcción y Estado de conservación. (C.C y E.C).	23
4.3. Resistencia convencional (R.C).	24
4.4. Posición del edificio (P.E).	29
4.5. Presencia de diafragmas horizontales (D.H).	31
4.6. Configuración en planta (C.P).	34
4.7. Configuración en elevación (C.E).	36
4.8. Tipo de fundación (T.F).	38
4.9. Elementos no estructurales. (E.n.E).	43
4.10. Análisis estructural y selección de los edificios.	46
CAPÍTULO 5: RESULTADOS.....	52
CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES	55
ANEXO.....	59

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 4.1: Parámetros de la razón de aspecto de un edificio. (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 19	19
Figura 4.2: Disposición de líneas resistentes en planta. (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 20	20
Figura 4.3: Formas de disposición de los muros en planta con buena rigidez torsional. (<i>Fuente: Letelier 2003</i>). 23	23
Figura 4.4: Formas de disposición de los muros en planta con regular rigidez torsional. (<i>Fuente: Letelier 2003</i>). (<i>Fuente: Letelier 2003</i>). 23	23
Figura 4.5: Formas de disposición de los muros en planta con escasa rigidez torsional. (<i>Fuente: Letelier 2003</i>). 23	23
Figura 4.6: Mapa geomorfológico de Concepción. (<i>Fuente: elaboración propia</i>). 30	30
Figura 4.7: Plantas en función de su forma y dimensiones <i>características</i> (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 31	31
Figura 4.8: Distancia entre el borde del núcleo y el extremo más cercano al diagrama (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 32	32
Figura 4.9: Caso de continuidad y discontinuidad en los desniveles de diafragmas. (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 33	33
Figura 4.10: Caso de un diafragma fragmentado en dos partes (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 33	33
Figura 4.11: Configuraciones comunes en plantas de edificios (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 35	35
Figura 4.12: Parámetros a considerar debido a la existencia de torres en elevación. (<i>Fuente: Letelier, 2003</i>). 37	37
Figura 4.13: Parametros incidentes al evaluar tipo de fundacion (<i>Fuente: Letelier,2003</i>). 39	39
Figura 4.14: Parámetros a considerar en caso de losa de fundación rectangular. (<i>Fuente: Letelier,2003</i>). 40	40
Figura 4.15: Valores aproximados de DR. 44	44
Figura 4.16: Modelo 3D del edificio Lientur (<i>Fuente: elaboración propia</i>) 47	47
Figura 4.17: Modelo 3D del edificio Rengo. (<i>Fuente: elaboración propia</i>) 48	48
Figura 4.18: Modelo 3D del edificio Roosevelt. (<i>Fuente: elaboración propia</i>) 49	49
Figura 4.19: Modelo 3D del edificio Rozas. (<i>Fuente: elaboración propia</i>) 50	50

Figura 4.20: Modelo 3D del edificio Terrazas de Lourdes. <i>(Fuente: elaboración propia).</i>	51
---	----

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Clasificación de los parámetros de índice de vulnerabilidad.	10
Tabla 2.2: Factores de vulnerabilidad, puntaje y pesos.	10
Tabla 2.3: Subfactores del parámetro Organización del Sistema Resistente.	11
Tabla 2.4: Clases del factor O.S.R. según el valor <i>Ip1</i>	12
Tabla 2.5: Rangos de índices de vulnerabilidad asociado a niveles de daño.	13
Tabla 4.1: Distribución porcentual de corte basal (<i>Q0</i>).	28
Tabla 4.2: <i>Peso por unidad de área en función de la densidad de muros.</i>	37
Tabla 4.3: <i>Peso y valores asignados a los parámetros de E.n.E. para edificios regulares</i>	45
Tabla 4.4: <i>Peso y valores asignados a los parámetros E.n.E para edificios irregulares.</i>	45
Tabla 5.1: Resultados de análisis de los índices de vulnerabilidad	52
Tabla A.0.1: Listado de edificios con Iv calculado.	59
Tabla A.0.2: Edificio N°1 Lientur.	60
Tabla A.0.3: Edificio N°2 Rengo.	61
Tabla A.0.4: Edificio N°3 Roosevelt.	62
Tabla A.0.5: Edificio N°4 Rozas.	63
Tabla A.0.6 Edificio N°5 Lourdes.	64

RESUMEN

La ubicación geográfica de Chile, en el borde de subducción de las placas de Nazca y Sudamericana, lo convierte en uno de los países con mayor exposición a fenómenos sísmicos en el mundo. A lo largo de la historia, el territorio ha sido escenario de terremotos de gran magnitud que han ocasionado considerables pérdidas materiales y humanas, siendo la ciudad de Concepción una de las más afectadas en repetidas ocasiones. Esta realidad evidencia la importancia de implementar metodologías que permitan evaluar la vulnerabilidad de las construcciones existentes y proyectadas frente a futuros eventos sísmicos.

En este contexto, la presente investigación se orienta al análisis de cinco edificios localizados en Concepción, en la Región del Biobío.

La herramienta metodológica utilizada corresponde al Índice de Vulnerabilidad Sísmica, desarrollado en Italia por el *Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti* (G.N.D.T.) y posteriormente adaptado a la realidad nacional por Parodi (2010). Este índice constituye un procedimiento cualitativo que permite estimar el grado de daño esperado en edificaciones de hormigón armado a partir de parámetros como la calidad de la fundación, la resistencia de los elementos estructurales, la regularidad en planta y en altura, entre otros factores determinantes.

Los resultados obtenidos indicaron que dos edificios estudiados presentan nivel de daño esperado tipo grave y tres edificios presentan un nivel de daño esperado ligero posterior a un evento sísmico.

En consecuencia, los resultados de esta investigación aportan antecedentes relevantes para comprender el estado actual de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones de la ciudad y constituyen una base para futuras medidas orientadas a disminuir el impacto de los terremotos en la población y su infraestructura.

ABSTRACT

Chile's geographical location, situated on the subduction boundary between the Nazca and South American plates, makes it one of the countries with the highest exposure to seismic events worldwide. Throughout history, the territory has experienced major earthquakes that have caused significant material and human losses, with the city of Concepción being repeatedly among the most affected. This reality highlights the importance of implementing methodologies that allow the assessment of the vulnerability of both existing and future constructions to seismic events.

In this context, the present research focuses on the analysis of five buildings located in Concepción, in the Biobío Region. The methodological tool applied is the Seismic Vulnerability Index, developed in Italy by the Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (G.N.D.T.) and later adapted to the Chilean context by Parodi (2010). This index represents a qualitative procedure that estimates the expected level of damage in reinforced concrete buildings based on parameters such as foundation quality, structural element resistance, and plan and height regularity, among other determining factors.

The results revealed that two of the studied buildings present an expected level of severe damage, while three buildings present an expected level of slight damage following a seismic event. Consequently, the findings of this research provide relevant insights into the current state of seismic vulnerability in the city's buildings and serve as a foundation for future measures aimed at reducing the impact of earthquakes on both the population and its infrastructure.

CAPÍTULO 1: ANTECEDENTES DE LA MEMORIA

1.1. Introducción

Chile es uno de los países con mayor actividad sísmica del mundo, lo que ha provocado a lo largo de su historia una considerable pérdida de vidas humanas y la destrucción de numerosas estructuras, lo que demuestra lo devastador que es este fenómeno de la naturaleza. Debido a lo anterior lo que hace fundamental evaluar la seguridad estructural de sus edificaciones. En particular, la ciudad de Concepción ha sido históricamente afectada por terremotos de gran magnitud, lo que plantea la necesidad de identificar y reducir la vulnerabilidad sísmica de sus construcciones, especialmente aquellas de hormigón armado, que representan una parte importante del parque edificatorio urbano.

La vulnerabilidad sísmica se entiende como el grado de susceptibilidad que presenta una edificación frente a la acción de un sismo. Esta condición no depende únicamente de la magnitud del evento, sino también de las características propias de la estructura, tales como su diseño arquitectónico, los materiales utilizados, la calidad constructiva, el estado de conservación y la presencia de elementos no estructurales. Asimismo, influyen factores externos como el tipo de suelo y la intensidad esperada del movimiento sísmico en la zona. La combinación de estos aspectos permite cuantificar el nivel de vulnerabilidad, constituyendo la base para estimar los posibles daños y planificar medidas de mitigación.

En este contexto, el uso de metodologías como la del índice de vulnerabilidad es de suma importancia, ya que permite la evaluación de los posibles daños que podría sufrir una estructura ante un evento sísmico de gran intensidad, además de crear planes de mitigación y control de desastres. Otra ventaja de obtener la vulnerabilidad sísmica es poder intervenir las estructuras de modo que tengan un buen comportamiento sísmico, evitando pérdidas humanas y económicas.

1.2. Objetivos generales

Evaluar el índice de vulnerabilidad sísmica de cinco edificios de hormigón armado entre 16 y 21 pisos, ubicado en la ciudad de Concepción y el grado de daño esperado asociados a estos.

1.3. Objetivos específicos

Identificar cinco edificios construidos cuyos índices de vulnerabilidad sísmica no han sido analizados en investigaciones anteriores.

Realizar una revisión bibliográfica sobre las disposiciones y fundamentos de la metodología del índice de vulnerabilidad sísmica.

1.4. Alcances

El objetivo de este proyecto es evaluar el nivel de daño que podrían presentar determinados edificios de la ciudad de Concepción ante la ocurrencia de un evento sísmico, aplicando las disposiciones y fundamentos de la metodología del índice de vulnerabilidad.

Las edificaciones analizadas fueron construidas después del año 2010, en hormigón armado, y poseen un sistema estructural conformado principalmente por muros, además de elementos como vigas, losas y fundaciones. Ninguna de estas edificaciones cuenta con evaluaciones previas del índice de vulnerabilidad sísmica.

Concepción se emplaza sobre suelos mayoritariamente sedimentarios, clasificados como tipo III y IV, y se ubica en zona sísmica 3, según lo establecido en la norma chilena NCh 433.Of1996. Estas condiciones geotécnicas y normativas reflejan un alto nivel de peligrosidad sísmica, lo que justifica la aplicación de la metodología y la relevancia de este estudio para la identificación y mitigación de riesgos estructurales.

1.5. Metodología de trabajo

La metodología utilizada para este estudio se organizó en tres fases. En la primera, se realizó la recopilación de información de cinco estructuras, las cuales están ubicadas en la zona del Gran Concepción. En la segunda fase, se calcularon los índices de vulnerabilidad sísmica para cada uno de los edificios. Finalmente, en la tercera fase, se analizaron los resultados obtenidos en el paso anterior para su posterior análisis y realizar sus respectivas conclusiones. Durante la primera fase, se recopiló los datos necesarios para el estudio, incluyendo detalles como el número de pisos, ubicación, memorias de cálculos, modelos estructurales, planos tanto arquitectónicos como estructurales, número de muros, tipo de materialidad, tipo de fundación, entre otros aspectos relevantes. En la segunda fase, se realizó el cálculo de los índices de vulnerabilidad sísmica, aplicando la metodología ajustada por Letelier (2003) y recalibrada por Parodi (2010), incorporando a su vez las modificaciones propuestas por Alday (2004), Cáceres (2005) y Quilodrán (2007). Finalmente, en la tercera fase se realizó un análisis de los valores obtenidos en la fase dos, los cuales permiten estimar el grado de daño que podría sufrir cada estructura. Esto con el fin de comparar el nivel de daño estimado versus el nivel de daño real.

CAPÍTULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1. Marco teórico

En este capítulo se presenta la información obtenida de la NCh 433 Of.96 del American Concrete Institute 318-05 (Instituto Americano del Concreto; por sus siglas en ingles ACI) y el Decreto Supremo 61 (D.S). Utilizada para el cálculo de los factores Organización del Sistema Resistente y Resistencia Convencional.

De acuerdo con la NCh 433 Of. 96 las zonas sísmicas se clasifican de la siguiente manera:

- i. Zona sísmica I
- ii. Zona sísmica II
- iii. Zona sísmica III

De acuerdo con la NCh 433 Of. 96 los suelos se clasifican de la siguiente manera:

- i. Suelo tipo I
- ii. Suelo tipo II
- iii. Suelo tipo III
- iv. Suelo tipo IV

De acuerdo con el D.S.61 los suelos se clasifican de la siguiente manera:

- i. Suelo tipo A
- ii. Suelo tipo B
- iii. Suelo tipo C
- iv. Suelo tipo D
- v. Suelo tipo E
- vi. Suelo tipo F

2.2. Estado del arte

2.2.1 Peligrosidad sísmica

La peligrosidad sísmica se entiende como la probabilidad de excedencia de un cierto valor de intensidad de movimiento durante un determinado periodo de tiempo y en un determinado lugar. Este peligro es capaz de producir efectos adversos, ya sea en los bienes, personas y medio ambiente. Estos efectos pueden venir representados mediante la aceleración, velocidad, desplazamientos o intensidad. Es necesario analizar los fenómenos que ocurren desde la emisión de ondas en el foco hasta que dichas ondas alcanzan el territorio en cuestión.

El proceso de evaluación de la actividad sísmica de una zona en estudio contempla la utilización de modelos probabilísticos para la frecuencia de ocurrencia y magnitud de los terremotos ocurridos en la región, ubicación de las potenciales fuentes de origen de los terremotos y la forma en que se propaga y atenúa la energía liberada.

2.2.2 Daño sísmico

El daño sísmico es un término que representa el deterioro físico de los elementos de un edificio y su debido impacto económico, es por eso que se habla del daño físico y daño económico (Yépez, 1996). Dentro de los tipos hay tres clasificaciones: daño estructural, daño no estructural y daños económicos, los cuales se definen a continuación:

1. Daño estructural: Corresponde al nivel de daño que compromete al sistema resistente de la edificación. Como lo son los muros, vigas, pilares, etc. Además, esto depende la materialidad de estos elementos y de su configuración.
2. Daño no estructural: Compromete elementos que no forman parte del sistema resistente, como es el caso de sistemas sanitarios, eléctricos, mecánicos y elementos arquitectónicos.
3. Daño económico: Este tipo de daño corresponde a los costos totales de reparación de la estructura, tanto estructurales como no estructurales. Estos costos dependen netamente del daño económico global de la estructura.

2.2.3 Riesgo sísmico

Se define como riesgo sísmico, el grado de pérdida, destrucción o daño esperado debido a la ocurrencia de un determinado sismo. La diferencia fundamental entre riesgo sísmico y peligrosidad sísmica es que este último hace relación con la probabilidad de ocurrencia ante un evento sísmico, mientras que el riesgo sísmico indica la probabilidad de pérdidas de valor como consecuencia de un sismo.

Se consigue relacionar los conceptos de riesgo sísmico y vulnerabilidad sísmica mediante la Ecuación 1. (Parodi, 2010).

$$RS_{ie} = PS_i^t * V_e \quad (1)$$

Donde:

RS_{ie} : Representa el riesgo sísmico, entendido como la probabilidad que se presente un daño sobre el elemento expuesto “e”, como consecuencia de la ocurrencia de un evento de intensidad mayor o igual a “i”.

PS_i^t : Representa la peligrosidad sísmica, entendida como la probabilidad que se presente un evento sísmico con intensidad mayor o igual a “i”, durante un periodo de exposición “t”.

V_e : Representa la vulnerabilidad sísmica de un elemento “e” a ser afectado por un evento sísmico de intensidad “i”.

2.2.4 Vulnerabilidad sísmica

La vulnerabilidad sísmica es una propiedad intrínseca de la estructura, una característica de su propio comportamiento ante la acción de un sismo descrito a través de una ley causa-efecto, donde la causa es el sismo y el efecto es el daño (Sandi, 1986).

Para estimar la vulnerabilidad de una estructura no existe una técnica única definida. Las metodologías se clasifican en cuatro grandes grupos: técnicas directas, indirectas, convencionales e híbridas (Yépez, 1996), las que se definen a continuación:

- i. Técnicas directas: Permiten predecir los daños que sufrirán las edificaciones ante un evento sísmico. Los métodos que se utilizan para esto son los estadísticos y los mecánicos
- ii. Técnicas indirectas: Para esta técnica en primer lugar se determina el índice de vulnerabilidad, en segundo lugar, se relacionan los daños obtenidos mediante estudios (estadísticos o post-terremotos) con el índice de vulnerabilidad.
- iii. Técnicas convencionales: Esta técnica consiste en la utilización de un índice de calidad el cual es independiente a la predicción de daño. Su principal función es comparar distintos edificios que se encuentran ubicados dentro de una misma área.
- iv. Técnicas híbridas: Como su nombre lo indica, es una combinación de elementos de las técnicas mencionadas anteriormente, según el problema que se está estudiando.

Por esta razón, un estudio de vulnerabilidad sísmica puede ser aplicado a cualquier obra de Ingeniería Civil, ya sean edificios, represas, carreteras, puentes, líneas vitales u otros tipos de estructuras, independiente de su ubicación.

2.2.5 Índice de Vulnerabilidad

Índices de comportamiento sísmico:

En este punto se realiza una breve descripción de las metodologías que se utilizarán para la evaluación de la vulnerabilidad de los edificios de hormigón armado que se encuentran en el sector en estudio.

La metodología desarrollada por el Gruppo Nazionale per la Difesa Dai Terremoti (Grupo Nacional para la Defensa de Terremotos; G.N.D.T. según sus iniciales en italiano) permite identificar las deficiencias sísmicas potenciales de una edificación, atribuyendo valores numéricos a cada componente que, ponderado en función de su importancia relativa, conduce a la determinación de un Índice de Vulnerabilidad.

Para la obtención de un Índice de Vulnerabilidad se toman ciertas características de la estructura que podrían influir en un daño sísmico, por ejemplo: su estructuración, la calidad de los materiales y las características geométricas que posea.

Los factores se clasifican en tres clases: A, B o C consideradas en el método en forma decreciente. Según la clase, cada factor cuenta con un valor y coeficiente de ponderación, que corresponde a la importancia del factor de acuerdo a la calificación realizada por expertos como se muestra en la Tabla 2.1.

Tabla 2.1: Clasificación de los parámetros de índice de vulnerabilidad.

Clase	Denominación
Buena	A
Regular	B
Malo	C

Propuesta original del G.N.D.T. y su adaptación a la realidad chilena.

Esta metodología fue aplicada a edificios chilenos de hormigón armado por Letelier (2003), Cáceres (2005), Parodi (2010), entre otros. La última modificación realizada a la metodología fue luego de ocurrido el gran terremoto ocurrido en Concepción el 27 de febrero de 2010. Por medio de los daños observados, se calibraron los parámetros presencia de diafragma horizontal, resistencia convencional y posición del edificio. Los factores más importantes que podrían controlar el daño de los edificios ante un sismo y que influyen en el cálculo de I_v se presentan en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2: Factores de vulnerabilidad, puntaje y pesos.

Factor de vulnerabilidad	Puntaje de clase			Peso
	A	B	C	
I. Organización del sistema resistente	0	1	2	3
II. Calidad del sistema resistente	0	1	2	1
III. Resistencia convencional	-1	0	1	1,25
IV. Posición del edificio y fundación	0	1	2	0,5

V. Presencia de diafragmas horizontales	0	1	2	1,25
VI. Configuración en planta	0	1	2	1,5
VII. Configuración en elevación	0	1	2	1,75
VIII. Tipo de fundación	0	1	2	1
IX. Elementos no estructurales	0	1	2	1,75

Cabe destacar que el factor denominado “Organización del sistema resistente” está constituido por 6 subfactores que se señalan en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3: Subfactores del parámetro Organización del Sistema Resistente.

Subfactor	Puntaje de clase			Peso
	A	B	C	
a. Periodo	0	0,5	1	0,3
b. Razón de aspecto	0	0,5	1	0,3
c. Cantidad de líneas resistentes	0	0,5	1	0,75
d. Calidad de líneas resistentes	0	0,5	1	1,25
e. Distancia entre partes independientes del edificio o con otros colindantes	0	-	1	0,3
f. Rigidez torsional y distancia entre centro de masa y centro de rigidez	0	0,5	1	1

El cálculo del índice se realiza a través de la Ecuación 2. Para facilitar la comparación entre los distintos valores que se obtengan para una muestra de edificios se recomienda normalizar el índice con lo cual su valor varía entre un valor máximo, igual a 1,0 y un valor mínimo igual a 0. El valor 1,0 indica la máxima vulnerabilidad sísmica global que puede tener el edificio en estudio.

$$I_{v \text{ Normalizado}} = \frac{\sum_{j=1}^9 (\text{Peso del factor}_i * \text{Puntaje de clase}_i) + 1,25}{26} \quad (2)$$

El índice para este factor de vulnerabilidad (I_{p1}) correspondiente al factor Organización del Sistema Resistente se calcula mediante la Ecuación 3, la cual está normalizada tomando en cuenta que el rango de los posibles valores sea entre cero y uno. El índice I_{p1} se calcula con los puntajes de clase y pesos correspondientes a los seis subfactores que componen el factor Organización del Sistema Resistente expresados en la Tabla 2.3.

$$I_{p1} = \sum_{j=1}^6 \left(\frac{\text{Peso del subfactor}_i * \text{Puntaje de clase}_j}{3,9} \right) \quad (3)$$

Luego, se obtiene la clase del factor Organización del Sistema Resistente según la clasificación mostrada en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Clases del factor O.S.R. según el valor I_{p1}

Clase	Rango de I_{p1}
A	$0 < I_{p1} \leq 0,3$
B	$0,3 < I_{p1} \leq 0,6$
C	$0,6 < I_{p1} \leq 1$

Parodi (2010) modifico los rangos de daño esperado, al calibrar esta metodología con el sismo ocurrido el 27 de febrero de 2010, y los valores de índice de vulnerabilidad se pueden observar en la siguiente tabla:

Tabla 2.5: Rangos de índices de vulnerabilidad asociado a niveles de daño.

Rango de Iv	Grado de Daño
$0 < Iv \leq 0,5$	Sin Daño
$0,5 < Iv \leq 0,68$	Daño Ligero
$0,68 < Iv \leq 0,73$	Daño Severo
$0,73 < Iv \leq 1,0$	Daño Grave

CAPÍTULO 3: EDIFICIOS DE LA ZONA DE ESTUDIO

3.1. Introducción

Este capítulo describe la zona en que se emplaza la muestra de edificios analizados y sus principales características, necesarias para evaluar el índice de vulnerabilidad, tales como el tipo de suelo, fallas geológicas y la sismicidad de la zona.

3.2. Ubicación de la zona de estudio

La zona en que se realiza el estudio se encuentra situada en la zona central de Chile, en la VIII Regio del Bío Bío, en la provincia de Concepción, en la comuna de Concepción. Esta ciudad se encuentra ubicada en el borde occidental de la cordillera de la costa y posee las coordenadas geográficas 36°47' de latitud sur y 73°7' de latitud oeste, con una altitud promedio de 12 m.s.n.m. La comuna tiene una superficie de 22.160 has.

3.3. Relieve

La comuna de Concepción se encuentra emplazada entre el mar y el borde occidental de la Cordillera de la Costa. La zona es atravesada por los ríos Biobío y Andalién, siendo el primero un elemento característico y determinante en la vida urbana de la ciudad. El relieve se caracteriza por un fuerte contraste existente entre la extensa llanura de esta franja litoral y los bordes de la cordillera de la costa. En el margen oriental de la llanura escurre el río Andalién, desarrollando un ancho valle en la franja occidental macizo costero. La planicie está constituida por arenas yes de topografía irregular ligeramente ondulada; alcanza 14 metros sobre el nivel del mar en el centro de la ciudad, descendiendo gradualmente hacia los ríos Biobío y Andalién.

3.4. Suelo de fundación

Los estudios realizados por el Instituto Geográfico Militar han determinado que el suelo de Concepción pertenece a la clasificación de suelos blandos. Esta es una definición a mega escala. En general, los suelos de la Octava región son jóvenes y por ello presentan horizontes diferenciados a muy poca profundidad.

El suelo de fundación de Concepción corresponde a relleno sedimentario, y constituye la planicie sobre la cual se edificó gran parte de la ciudad. La mayor proporción de estos depósitos corresponde a arenas Biobío, sedimentos fluviales conformados por arena limpia a limosa, con lentes horizontales de arcilla y limo.

3.5. Fallas geomorfológicas

En la zona de estudio las rocas presentan una serie de eventos tectónicos que se reconocen como fallas, lineamientos, pliegues y discontinuidades (Garcia,2004).

La posición de los edificios de concepción se encuentra afectada por estas fallas geológicas, estas fallas que limitan la cuenca en que se encuentra situado el centro de la ciudad son:

- i. Falla Caracol: Corresponde a una falla normal en la que el bloque sur asciende dando origen al cerro Caracol. La traza se ubica en el sector del Parque Ecuador, al sur de Concepción centro y constituye el límite sur con la Fosa Concepción.
- ii. Falla Chepe: Corresponde a una estructura subvertical. Limita al lado SE del cerro Chepe.
- iii. Falla Lo Pequé: Tiene un comportamiento normal en el que el bloque SE asciende. Limita la Fosa Concepción en su parte oriental.
- iv. Falla La Pólvera: Su traza pasa por el Cerro La Pólvera y el Cerro Amarillo, divide la Cuenca de Concepción en dos partes: Subcuenca Norte y Subcuenca Sur. Es una estructura subvertical en la cual el bloque NW es el que asciende.

3.6. Caracterización sísmica

La gran actividad que existe en la zona de estudio y gran parte de Chile, es consecuencia directa del movimiento continuo de placas de Nazca y Sudamericana, que generan una zona de convergencia y subducción a lo largo de casi todo el país. Este tipo de zonas son característicamente activas desde el punto de vista sísmico y volcánico.

En los últimos 100 años se pueden contar cuatro grandes eventos telúricos que han sacudido el suelo de concepción, provocando numerosos daños. Estos son:

1. Terremoto del 24 de enero de 1939, con epicentro en la ciudad de Chillan, con una magnitud de 7.8 Mw.
2. Terremoto del 6 de mayo 1953, con epicentro en la misma ciudad y con una magnitud de 7,5 Mw.
3. Terremoto del 21 de mayo de 1960, con epicentro en Arauco y con una magnitud de 7,5 Mw.
4. Terremoto del 27 de febrero de 2010, con epicentro en Cobquecura y con una magnitud de 8.8 Mw.

CAPÍTULO 4: METODOLOGÍA DETERMINACIÓN DEL ÍNDICE DE

VULNERABILIDAD

La metodología de este capítulo corresponde a las recomendaciones obtenidas de Tapia (2012), con la diferencia de que el subfactor periodo aproximado correspondiente al subfactor organización del sistema resistente (O.S.R) se actualiza de acuerdo a normativa vigente NCh 433 Of. 96 mod 2009 y el D.S. 61.

4.1. Organización del sistema resistente (O.S.R)

El factor asociado a la organización del sistema resistente (O.S.R), evalúa el comportamiento global de la estructura, por lo cual califica la organización de muros, marcos o una combinación de estos. En particular este factor se compone de otros seis subfactores los cuales se presentan en la Tabla 1.3. Letelier (2003) fue quien introdujo la metodología en la evaluación y Alday (2004) la metodología para evaluar el Periodo aproximado.

4.1.1 Subfactor: Periodo aproximado

A través de este parámetro se compara el periodo aproximado de la estructura analizada con el periodo característico del tipo de suelo. El periodo aproximado del edificio se determina mediante la Ecuación 4 y corresponde a una aproximación del periodo fundamental de la estructura.

Alday (2004) define una expresión que permite determinar el periodo aproximado (T) asociado al primer modo de vibrar para edificios con una estructuración en base a muros.

$$T = \frac{0,164 * H}{\sqrt{3,28 * D}} \quad (4)$$

Donde H representa la altura total del edificio en metros y D corresponde a la dimensión paralela al sismo medida en metros. Según la dirección de análisis se obtienen dos valores de periodo aproximado.

Las clases para este subfactor en las zonas sísmicas I, II y III considerando el tipo de suelo definido en la NCh 433 Of. 9 y el D.S. 61 son:

Para suelos tipo I y II equivalentes a suelos (A, B, C) según la NCh 433 of 96.

1. Clase A: $1.2(s) < T < 2(s)$
2. Clase B: $0.4(s) < T < 1.2(s)$
3. Clase C: $T < 0.4(s)$

Para suelos tipo III equivalentes a suelos (D) según la NCh 433 of 96.

1. Clase A: $1.4(s) < T < 2(s)$
2. Clase B: $0.8(s) < T < 1.4(s)$
3. Clase C: $T < 0.8(s)$

Para suelos tipo IV equivalentes a suelos (E y F) según la NCh 433 of 96.

1. Clase A: $1.8(s) < T < 2(s)$
2. Clase B: $1.3(s) < T < 1.8(s)$
3. Clase C: $T < 1.3(s)$

4.1.2 Subfactor: Razón de aspecto

El subfactor razón de aspecto evalúa que tan propensa es la estructura al volcamiento, esto se ve reflejado por medio de la razón de aspecto entre la altura total y la longitud del lado menor de la estructura, como se aprecia en la Figura 4.1.

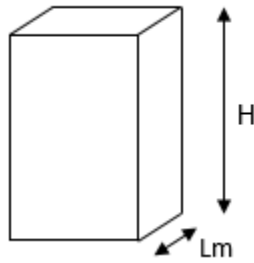


Figura 4.1: Parámetros de la razón de aspecto de un edificio. (Fuente: Letelier, 2003).

Donde:

Lm: Lado menor

Ra: Razón aspecto

Ra: H/Lm

Las clases para este subfactor dependen netamente del valor que asume la razón de aspecto (Ra), definiéndose así:

1. Clase A: $0 < Ra < 2$
2. Clase B: $2 \leq Ra < 3$
3. Clase C: $3 \leq Ra$

4.1.3 Subfactor: Cantidad de líneas resistentes

El subfactor cantidad de líneas resistentes compara la cantidad de líneas resistentes dispuestas en planta para cada dirección ortogonal del edificio, con la cantidad mínima de líneas resistentes recomendada, las cuales deben ir a cada cinco metros (Letelier, 2003). En la Figura 4.2 presente a continuación se muestra la nomenclatura usada para la evaluación y disposición de las líneas resistentes.

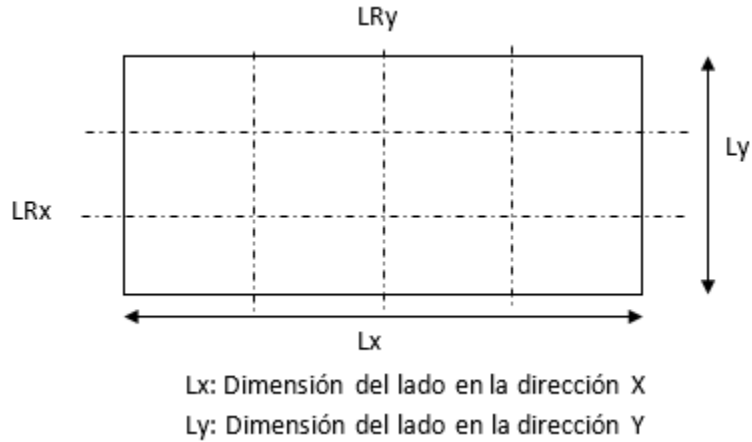


Figura 4.2: Disposición de líneas resistentes en planta. (Fuente: Letelier, 2003).

En la Figura 4.2. LR_x y LR_y representan la cantidad de líneas resistentes paralelas a los ejes “x” e “y” respectivamente, mientras que L_x y L_y son las dimensiones de la planta en las direcciones ortogonales.

La cantidad mínima de líneas resistentes se define como M_{LRx} y M_{LRy} , según la dirección a considerar y se define por medio de las siguientes Ecuaciones 5 y 6 respectivamente.

$$M_{LRx} = \frac{L_y}{5} + 1 \quad (5)$$

$$M_{LRy} = \frac{L_x}{5} + 1 \quad (6)$$

Las clases para este subfactor se definen según lo siguiente:

1. Clase A: En el primer piso o en las plantas críticas se debe cumplir que:

$$LR_x > 1,4 * M_{LRx} \quad \text{y} \quad LR_y > 1,4 * M_{LRy}$$

2. Clase B: En el primer piso o en las plantas críticas se debe cumplir que:

$$LR_x > M_{LRx} \quad \text{y} \quad LR_y > M_{LRy}$$

3. Clase C: En el primer piso o en las plantas críticas se debe cumplir que:

$$LR_x < M_{LR_x} \quad y \quad LR_y < M_{LR_y}$$

4.1.4 Subfactor: Calidad de líneas resistentes

Se considera la continuidad de las líneas resistentes en las dos direcciones ortogonales de las plantas en los ejes verticales del edificio.

Las discontinuidades hacen referencia a los cambios repentinos de rigidez, ya sea en planta como en elevación. Si hay presencia de piso suave en uno o más niveles, la estructura corresponde a Clase C (Letelier, 2003). Se define como LR_{dx} y LR_{dy} a la cantidad de líneas resistentes discontinuas paralelas a los ejes “x” e “y” respectivamente, por otra parte, la cantidad total de líneas resistentes se define como LR_x y LR_y .

Las clases para este subfactor se definen según lo siguiente:

1. Clase A: En el primer piso o en las plantas críticas se debe cumplir que:

$$LR_{dx} < 0,25 * LR_x \quad y \quad LR_{dy} > 0.25 * LR_y$$

2. Clase B: En el primer piso o en las plantas críticas se debe cumplir que:

$$LR_{dx} \leq 0,5 * LR_x \quad y \quad LR_{dy} \leq 0.5 * LR_y$$

3. Clase C: En el primer piso o en las plantas críticas se debe cumplir que:

$$LR_{dx} > 0.5 * LR_x \quad y \quad LR_{dy} > 0.5 * LR_y$$

4.1.5 Subfactor: Distancia entre partes independientes y otros edificios

Este subfactor considera la interacción entre el edificio en estudio y edificios colindantes entre cuerpos del mismo edificio. Para establecer la clase de este subfactor se define “D” como la distancia entre partes medida en centímetros y “N” la cantidad de pisos del edificio.

Se clasifica solo en dos clases:

1. Clase A: $D > 1,2 * N$ (cm)
2. Clase C: $D \leq 1,2 * N$ (cm)

4.1.6 Subfactor: Rigidez torsional y distancia entre centro de masa y centro de rigidez

Para el subfactor rigidez torsional y distancia entre centro de masa y centro de rigidez se evalúa la rigidez torsional presente en todas las plantas y la distancia que existe entre el centro de masa (CM) y el centro de rigidez (CR), para ambas direcciones ortogonales, esto para todas las plantas del edificio.

La rigidez de elementos como muros y pilares se puede obtener mediante la Ecuación 7, la cual incorpora los efectos del corte de la flexión.

$$K_v = \frac{E * b}{(4 - 3 * c) * 3,92 * \left(\frac{L}{h}\right)} \quad (7)$$

Donde K_v es la rigidez real, E es el módulo de elasticidad, b es el espesor del muro, L es la altura del elemento, h es el largo del elemento y c es su grado de empotramiento, el cual varía entre 0 y 1 dependiendo del nivel del empotramiento.

Se definen las siguientes clases para clasificar el subfactor:

1. Clase A: En ambas direcciones ortogonales la distancia entre CM y CR es máximo el 25% de la longitud del lado paralelo de la planta y hay presencia de muros perimetrales o cercanos al perímetro en todas las plantas como se muestra en cualquiera de las disposiciones de la Figura 4.3 o bien puede haber una combinación de estas disposiciones de muros en la planta.
2. Clase B: Existe cualquier distancia entre el CM y CR en ambos ejes ortogonales, pero al menos el 50% de las plantas presentan un nivel de rigidez torsional de acuerdo a la Figura 4.3 o Figura 4.4 combinación de estas.
3. Clase C: En cada una de las direcciones de los ejes ortogonales se puede presentar cualquier rango de distancia entre el CM y CR, pero no se presenta rigidez torsional tal como se aprecia en la disposición de muros o combinación de estos en la Figura 4.5, en más del 50% de las plantas del edificio.

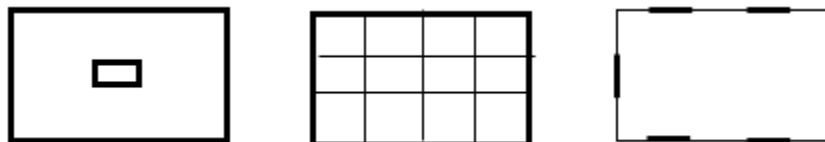


Figura 4.3: Formas de disposición de los muros en planta con buena rigidez torsional. (Fuente: Letelier 2003).



Figura 4.4: Formas de disposición de los muros en planta con regular rigidez torsional. (Fuente: Letelier 2003).

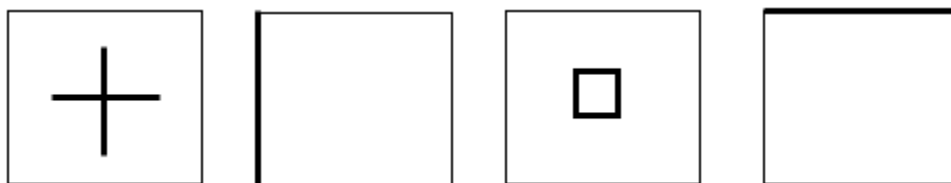


Figura 4.5: Formas de disposición de los muros en planta con escasa rigidez torsional. (Fuente: Letelier 2003).

4.2. Calidad de la construcción y Estado de conservación. (C.C y E.C).

Este subfactor es una modificación realizada por Parodi (2010) se compone de dos factores que se conciben de forma independiente. Se agrupan en un solo factor estableciendo las diferentes clases según el año de construcción de la estructura. Se definen las siguientes clases:

1. Clase A: Edificaciones construidas entre los años 1985 y 1996.
2. Clase B: Edificaciones construidas entre los años 1960 y 1985.
3. Clase C: Edificaciones construidas antes de 1960 y después de 1996.

4.3. Resistencia convencional (R.C).

Este factor relaciona la capacidad resistente al corte máximo horizontal con la demanda a la que está sujeto el edificio en cuestión.

La capacidad resistente (CR) en cada una de las direcciones ortogonales del edificio se obtiene sumando la resistencia aproximada al corte de cada uno de los muros en las dos direcciones ortogonales del edificio en todos sus niveles de piso. Se debe tener en cuenta que la resistencia puede ser aportada tanto por los muros de hormigón armado como de muros de albañilería con esbeltez menores a seis.

La capacidad al corte de los marcos no se considera dentro de la capacidad resistente y se considera que ellos forman parte de la segunda línea de resistencia.

Capacidad resistente aproximada al corte del acero (Ecuación 8):

$$V_c = \frac{\sqrt{f'_c}}{6000 * b * d} , (Ton) \quad (8)$$

Capacidad resistente aproximada al corte del acero (Ecuación 9):

$$V_s = \frac{A_s * f_y * d}{10000 * s} , (Ton) \quad (9)$$

Capacidad resistente aproximada de un muro de hormigón (Ecuación 10)

$$CR_H = V_c + V_s , (Ton) \quad (10)$$

Donde:

f'_c : Resistencia cilíndrica especificada a la compresión del hormigón en $\left(\frac{Ton^2}{mm}\right)$.

f_y : esfuerzo de fluencia del acero, en $\frac{kg}{cm^2}$.

d : Ancho efectivo de la sección de muro, en mm ($d = 0.8 * l_w$).

A_s : Área del acero transversal, en cm^2 .

s: Espaciamiento entre las barras de acero, en cm.

l_w : Largo total del muro, en mm.

Se considera la calidad del hormigón perteneciente a la clase C ($f'_c = 180 \frac{Kg}{cm^2}$) para edificios construidos hasta el año 1980 y de grado H25 ($f'_c = 200 \frac{Kg}{cm^2}$) para los construidos después de ese año.

El aporte que realiza el acero se considera asumiendo la capacidad mínima dada por el ACI 318-05 de 25% de armadura horizontal, asumiendo mallas $\phi 8@20$, con acero $f_y=280\text{Mpa}$.

Considerando los datos anteriores las capacidades resistentes simplificadas del hormigón en construcción pre y post 1980 se obtienen de las ecuaciones 11 y 12 respectivamente.

$$V_c = \frac{0.71 * b * d}{10000} \quad (11)$$

$$V_c = \frac{0.75 * b * d}{10000} \quad (12)$$

La capacidad resistente del acero está dada por la Ecuación 13.

$$V_s = 0.014 * d \quad (13)$$

La demanda a la cual se supone que está sometida el edificio se determina considerando los siguientes pasos para ambas direcciones ortogonales del edificio:

1. Se determina en forma aproximada el peso del edificio (P), considerando 1.0 T/m^2 en todos los niveles del edificio
2. Se calcula el coeficiente sísmico de acuerdo a la NCh 433 Of. 96 mod 2009 y el D.S. 61, por medio de la siguiente Ecuación 14.

$$C = \frac{2.75 A_0}{g * R} * \left(\frac{T}{T^*}\right)^n \quad (14)$$

Donde:

n y T: son parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

A_0 : aceleración efectiva máxima.

R: Factor de reducción que refleja las características de absorción y disipación de la estructura. En el caso de muros de hormigón armado tiene un valor de 7 y para muros de hormigón armado.

T^* : Periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

3. Se obtiene el esfuerzo de corte basal (Q_0) por medio de la Ecuación 15 dada por la NCh 433 Of. 96 mod 2009 para cada una de las direcciones ortogonales del edificio.

$$Q_0 = C * I * P \quad (15)$$

Donde:

C: Es el coeficiente sísmico.

I: Es el coeficiente relativo al edificio dado por la NCh 433 Of. 96 mod 2009.

P: Es el peso total del edificio sobre el nivel basal.

El porcentaje de corte basal para el diseño es determinado por la distribución de fuerzas sísmicas horizontales indicadas en la NCh 433 Of 96 mod 2009 para edificios de hasta 16 pisos, sin embargo, se adopta esta misma forma con un pequeño margen de error para estructuras 17 y 24 niveles de piso. Considerando la altura entre pisos constante, con un valor de 3 m y la masa en cada uno de los pisos iguales excepto en el último nivel en el cual se toma el 75% de los otros, se obtiene el porcentaje de corte sísmico de diseño para cada uno de los niveles del edificio como se muestra en la Tabla 4.1.

Con los porcentajes calculados anteriormente y corte basal obtenido, el corte de diseño de cada uno de los niveles se determina con la Ecuación 16.

$$Q_d = \frac{\%}{100} * Q_0 \quad (16)$$

4. Se compara el valor de corte de diseño (Q_d) con la capacidad resistente mediante el factor de seguridad sísmico.

La razón entre la capacidad resistente (CR) y la demanda ($D=Q_d$) es el factor de seguridad sísmico y este define el factor de resistencia convencional. Si un solo muro soporta gran parte de la carga sísmica, aunque la capacidad resistente sea mayor a la demanda, la seguridad de la estructura puede verse comprometida. Se calcula la carga que debe soportar cada muro, y se determina un factor de seguridad para cada uno de ellos. El factor de seguridad del muro se representa en la Ecuación 17.

$$FS_{muro} = \frac{\sum K_{piso}}{K_{muro}} * \frac{CR_H}{Q_0} \quad (17)$$

Donde:

CR_H : Capacidad resistente del muro.

Q_0 : Corte que actúan en el nivel que se encuentra el muro.

$\sum K_{piso}$: Sumatoria de rigidez de todos los muros del nivel que se encuentra el muro

K_{muro} : Rigidez del muro analizado.

Tabla 4.1: Distribución porcentual de corte basal (Q_0).

piso nivel	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
2	79	85	88	90	92	93	94	95	95	95	96	96	96	97	97	97	97	97	98	98	98	98
3	51	67	75	79	83	85	87	89	90	91	91	92	93	93	94	94	94	95	95	95	95	96
4		43	59	67	73	77	80	82	84	86	87	88	89	90	90	91	91	92	92	93	93	93
5			36	52	62	68	72	76	78	80	82	83	85	86	87	87	88	89	90	90	91	91
6				33	49	58	64	68	72	75	77	79	80	82	83	84	85	86	87	87	88	89
7					31	45	54	60	65	69	71	74	76	78	79	80	82	83	84	85	85	86
8						29	42	51	57	62	66	69	71	73	75	77	78	79	81	82	83	84
9							27	40	48	55	59	63	66	69	71	73	75	76	78	79	80	81
10								26	38	46	52	57	61	64	67	69	71	73	74	76	77	78
11									25	36	44	50	55	59	62	65	67	69	71	73	74	75
12										23	35	41	49	53	57	60	63	65	67	69	71	72
13											22	33	41	47	51	55	58	61	64	66	67	69
14												21	32	40	45	50	53	57	60	62	64	66
15													21	31	38	44	48	52	55	58	61	63
16														20	30	37	43	47	51	54	57	59
17															20	29	36	41	46	50	53	56
18																19	28	35	40	45	49	52
19																	18	28	34	39	44	48
20																		18	27	33	39	43
21																			17	26	33	38
22																				17	26	32
23																					17	25
24																						16

Fuente: Letelier (2003).

Finalmente se definen las siguientes clases:

1. Clase A: En todos los niveles del edificio se debe verificar que $FS_{piso} \geq 2$ para ambas direcciones ortogonales en planta y $FS_{muro} \geq 2$ para cada muro según la dirección en la que se encuentre orientado.

2. Clase B: Se verifica que en al menos un nivel del edificio se cumpla $1.5 \leq FS_{\text{piso}} < 2$ para ambas direcciones ortogonales en planta o que en una dirección se cumpla $FS_{\text{piso}} \geq 2$ y la otra dirección $1.5 \leq FS_{\text{piso}} < 2$, o que para al menos un muro se cumpla $1.5 \leq FS_{\text{muro}} < 2$.
3. Clase C: Si se verifica en al menos un nivel que $FS_{\text{piso}} < 1.5$ para una o ambas direcciones ortogonales en planta, o que $FS_{\text{muro}} < 1.5$ para un muro específico.

En el caso de edificios compuesto por partes independientes, la clase asignada será la más desfavorable del conjunto de partes que la componen.

4.4. Posición del edificio (P.E).

El factor posición del edificio (P.E) Considera la distancia que existe entre la ubicación del edificio y las discontinuidades o fallas geomorfológicas cercanas (Parodi, 2010). En la Figura 4.6 se aprecia la ubicación de cada edificio y las fallas geomorfológicas.

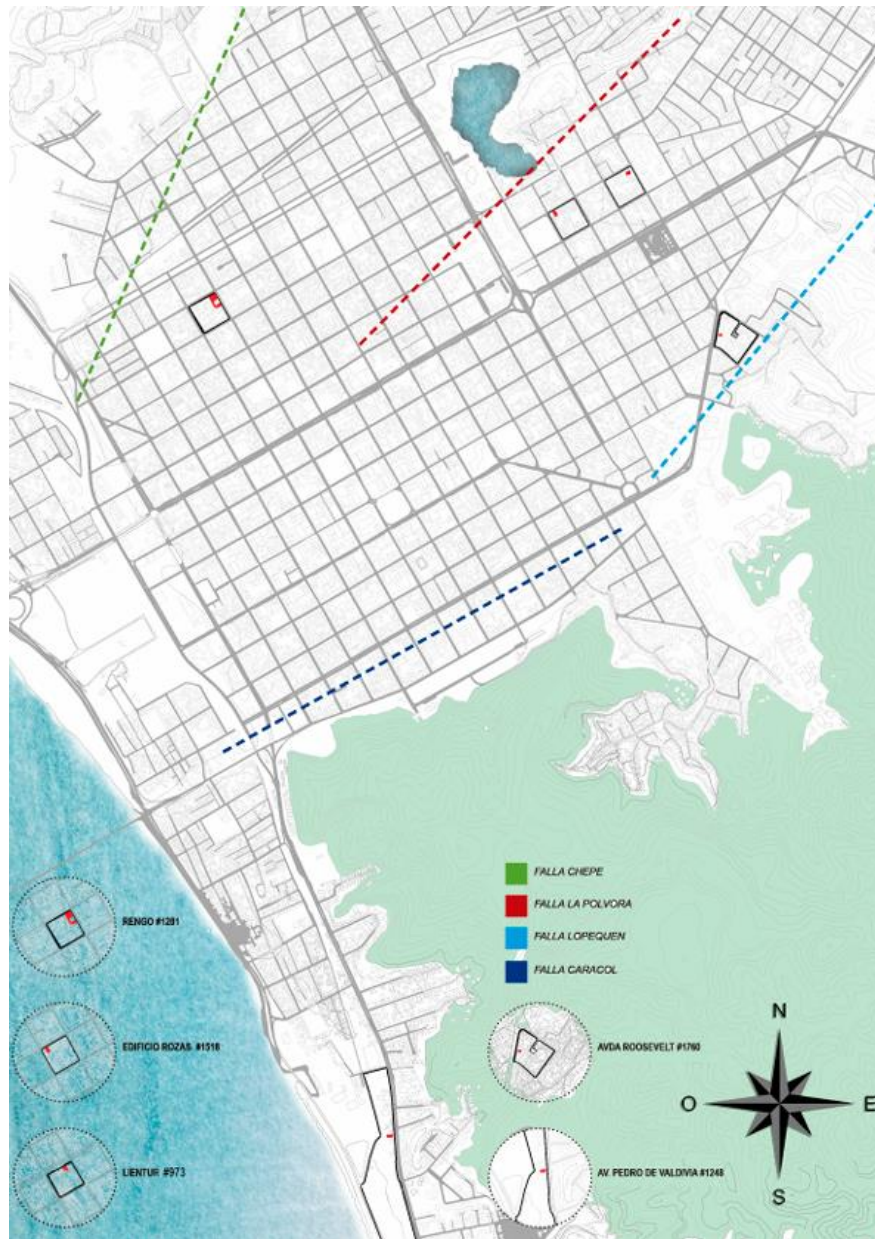


Figura 4.6: Mapa geomorfológico de Concepción. (Fuente: elaboración propia).

Las clases se definen como:

1. Clase A: Terreno sin fallas geomorfológicas, riberas de ríos, playas o depósitos sedimentarios en un radio mínimo de 500 m.
2. Clase B: Terreno sin fallas geomorfológicas, riberas de ríos, playas o depósitos sedimentarios en un radio de 300 m.

3. Clase C: Terreno sin fallas geomorfológicas, riberas de ríos, playas o depósitos sedimentarios en un radio inferior a 300 m.

4.5. Presencia de diafragmas horizontales (D.H).

Indica que para los diafragmas horizontales de cada piso se deben considerar flexibilidad de estos en función de la forma según el Applied Technology Council (Consejo de Tecnología Aplicada; ATC de sus siglas en ingles.

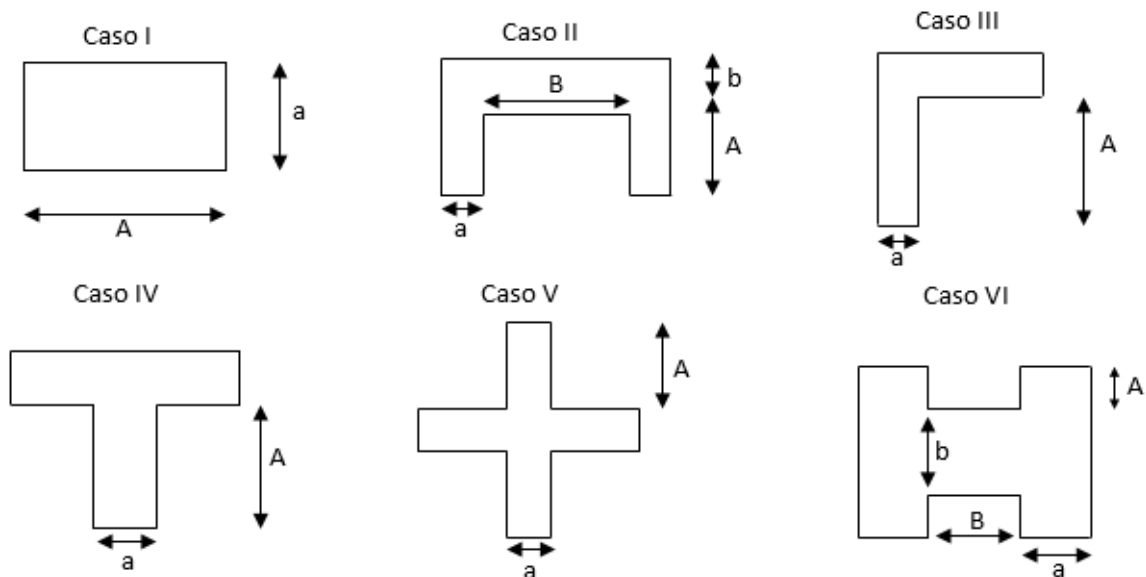


Figura 4.7: Plantas en función de su forma y dimensiones características (Fuente: Letelier, 2003).

Los límites que definen el tipo de diafragma dependen del caso en el cual se clasifiquen y se definen de la siguiente forma.

Para el caso I:

- Si $A/a \leq 4$: Diafragma rígido.
- Si $A/a > 4$: Diafragma flexible.

Para los casos II y VI:

- Si $B/b \leq 4$ y $A/a \leq 1$: Diafragma rígido.
- Si $B/b \leq 4$ y $1 < A/a \leq 4$: Diafragma semi-flexible.
- Si $B/b > 4$ y $A/a > 4$: Diafragma flexible.

Para los casos III, IV y V:

- Si $A/a \leq 1$: Diafragma rígido.
- Si $1 < A/a \leq 4$: Diafragma semi-flexible
- Si $A/a > 4$: Diafragma flexible.

También se debe considerar la cantidad de aberturas de área importantes como núcleos de ascensores y escaleras, como se observa en la Figura 4.8, con su respectiva distribución dentro de los diafragmas.

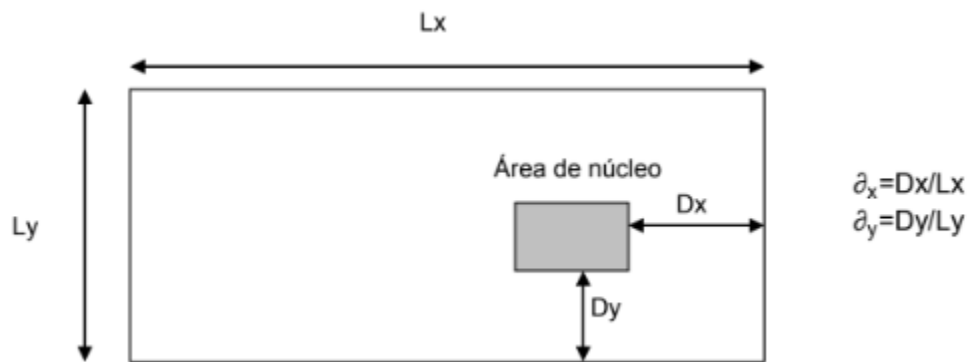


Figura 4.8: Distancia entre el borde del núcleo y el extremo más cercano al diagrama (Fuente: Letelier, 2003).

Por otra parte, se debe tener presente la posible presencia de planos en desnivel, los que pueden ser continuos o no, de acuerdo con la figura.

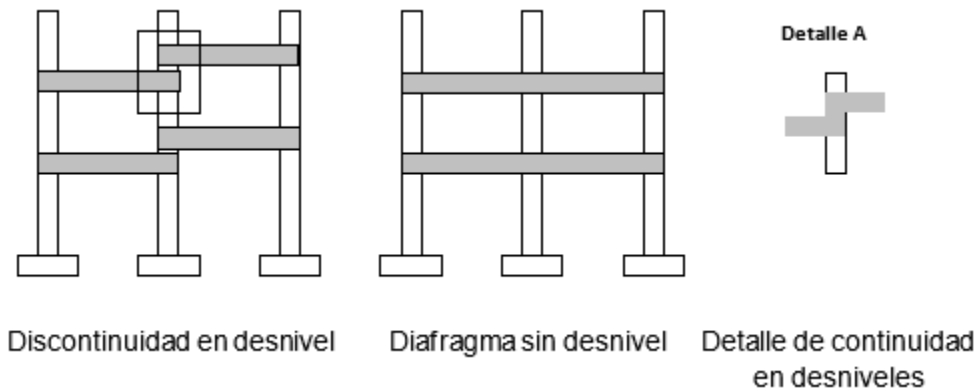


Figura 4.9: Caso de continuidad y discontinuidad en los desniveles de diafragmas. (Fuente: Letelier, 2003).

En casos muy desfavorables existen diafragmas fragmentados como el de la Figura 4.10.



Figura 4.10: Caso de un diafragma fragmentado en dos partes (Fuente: Letelier, 2003).

Las clases quedan definidas de acuerdo con la siguiente clasificación:

1. Clase A: En todas las plantas del edificio los diafragmas horizontales son rígidos, sin discontinuidad en los desniveles (en caso de existir) y con relación de área de los núcleos correspondientes a escaleras y ascensores u otro de importancia, inferior al 15% del área total del diafragma.
2. Clase B: Si en una o más plantas se verifica que los diafragmas horizontales son semiflexibles, y en el caso de existir desniveles deben ser continuos. La relación de área de núcleos de escaleras y ascensores es entre el 15% y el 20% del área total del diafragma, y/o la distancia entre el borde del núcleo y el borde más

cercano es igual o mayor a un 30% de una o ambas dimensiones ortogonales del diafragma($\delta_x\%$ y $\delta_y\%$) según la Figura 8.

3. Clase C: Si en al menos una planta se verifica en los diafragmas horizontales uno o más de los siguientes casos:
 - a. Diafragmas flexibles.
 - b. Diafragmas con desniveles discontinuidades como se ve en la Figura
 - c. Relación de área de núcleo de ascensor y escalera con respecto al área total del diafragma es superior al 20%.
 - d. Distancia entre el borde del núcleo (de área superior a 20% del diafragma) y el extremo más cercano al diafragma es inferior a un 30% en una o ambas dimensiones ortogonales
 - e. El diafragma está fragmentado en dos o más partes, según la Figura.

En caso de edificios compuestos por dos o más cuerpos, se deben obtener los índices de vulnerabilidad en cada uno de ellos y calificar el edificio con el índice más desfavorable.

4.6. Configuración en planta (C.P).

Evalúa la simetría que tienen las plantas del edificio, asignando la mejor clase a los edificios que presentan una tendencia a las secciones convexas o regulares, como las cuadradas y de lo contrario las clases inferiores a aquellas alargadas o con ángulos interiores, como secciones con forma de U, L, T, +, o H. Esto se debe a que las ultimas pueden ocasionar problemas de torsión y concentración de esfuerzos en las esquinas y en los elementos más alejados de los centros de masa y rigidez.

De acuerdo con las topologías de las zonas de estudio se consideran los siguientes parámetros:

$$\beta_1 = a/L$$

$$\beta_2 = b/(a+b)$$

$$\beta_3 = c/L$$

$$\beta_4 = c/b$$

$$\beta_5 = b/d$$

$$\beta_6 = b/a$$

Donde:

a: Menor dimensión del edificio.

b: Dimensión de los elementos que sobresalen de las dimensiones principales.

c: Ancho de las alas en la sección.

H y L: La longitud mayor del edificio como se muestra en los casos típicos en la figura.

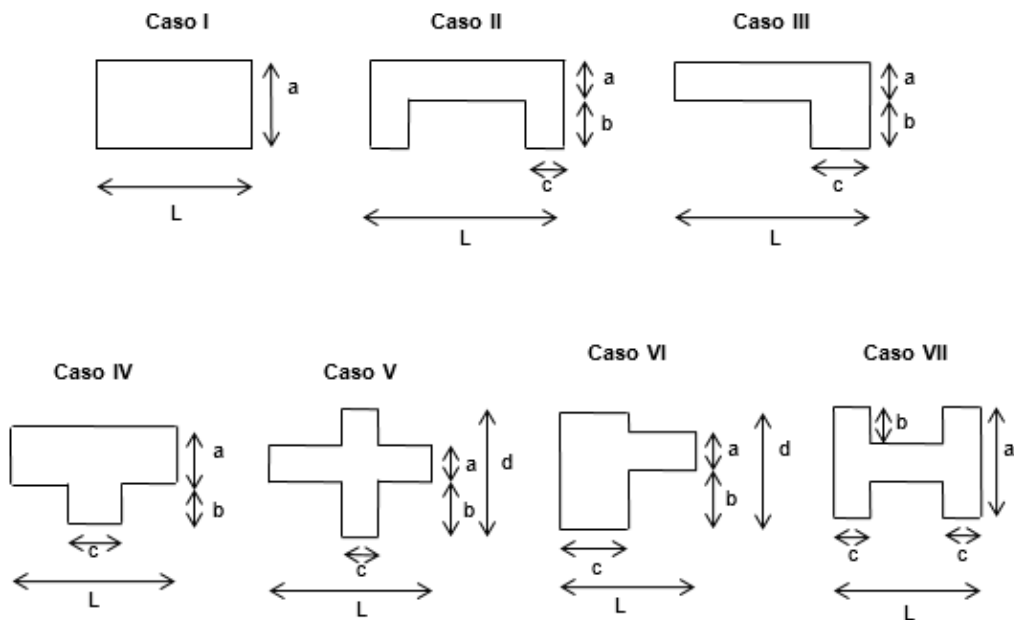


Figura 4.11: Configuraciones comunes en plantas de edificios (Fuente: Letelier, 2003).

De esta forma se definen las clases para el factor como:

1. Clase A: Se debe verificar en todas las plantas del edificio las siguientes condiciones según el caso: Caso I: $\beta_1 \geq 0.5$
 - a. Caso II, III, y IV: $\beta_1 \geq 0.5$ y $\beta_2 \leq 0.3$ y $\beta_4 \geq 0.7$
 - b. Caso V y VI: $\beta_1 \geq 0.5$ y $\beta_5 \leq 0.2$ y $\beta_3 \geq 0.7$
 - c. Caso VII: $\beta_1 \geq 0.5$ y $\beta_6 \leq 0.3$ y $\beta_3 \geq 0.7$
2. Clase B: Se debe verificar en al menos una de las plantas del edificio las siguientes condiciones según el caso:
 - a. Caso I: $\beta_1 \geq 0.3$
 - b. Caso II, III, y IV: $\beta_1 \geq 0.3$ y $\beta_2 \leq 0.6$ y $\beta_4 \geq 0.7$
 - c. Caso V y VI: $\beta_1 \geq 0.3$ y $\beta_5 \leq 0.3$ y $\beta_3 \geq 0.7$
 - d. Caso VII: $\beta_1 \geq 0.3$ y $\beta_6 \leq 0.4$ y $\beta_3 \geq 0.7$
3. Clase C: se debe verificar en al menos una de las plantas del edificio las siguientes condiciones según el caso:
 - a. Caso I: $\beta_1 \geq 0.3$
 - b. Caso II, III, y IV: $\beta_1 \geq 0.3$ y $\beta_2 \leq 0.6$ y $\beta_4 < 0.7$
 - c. Caso V y VI: $\beta_1 \geq 0.3$ y $\beta_5 \leq 0.3$ y $\beta_3 < 0.7$
 - d. Caso VII: $\beta_1 \geq 0.3$ y $\beta_6 \leq 0.4$ y $\beta_3 < 0.7$

Si el edificio está clasificado como C, en caso de que la razón de lados $R=H/L_m$ sea menor o igual a 1 el edificio pasa a clase B.

Si el edificio está compuesto por más de un cuerpo, entonces se deben asignar clases a los respectivos cuerpos y la clase del edificio será la más desfavorable de ellas.

4.7. Configuración en elevación (C.E).

El factor configuración en elevación (C.E), considera las variaciones de masa, la que están relacionadas con cambios de área ($\pm \Delta A/A$) y de masa ($\pm \Delta M/M$) que pueden encontrarse en pisos sucesivos, donde "A" es propiedad del piso inferior, asumiendo que la densidad de los muros en una planta específica está directamente relacionado con el valor que se obtenga de peso por unidad de área asociada a dicha planta, como se

aprecia en la Tabla (Cáceres, 2005). Este factor también evalúa si existe simetría vertical con o sin escalonamientos, verificando la incorporación de elementos verticales, tales como torres aisladas donde, “T” representa la altura de la torre que sobresale del muro y “H” la altura del edificio como se observa en la Figura 4.12.

Tabla 4.2: Peso por unidad de área en función de la densidad de muros.

Densidad de muros en planta (D.M.)	Peso por unidad de área (kg/m ²)
$D.M. \leq 0.045$	700
$0.045 \leq D.M. \leq 0.055$	800
$0.055 \leq D.M. \leq 0.070$	900
$D.M. \leq 0.070$	1000

(Fuente: Cáceres 2005).

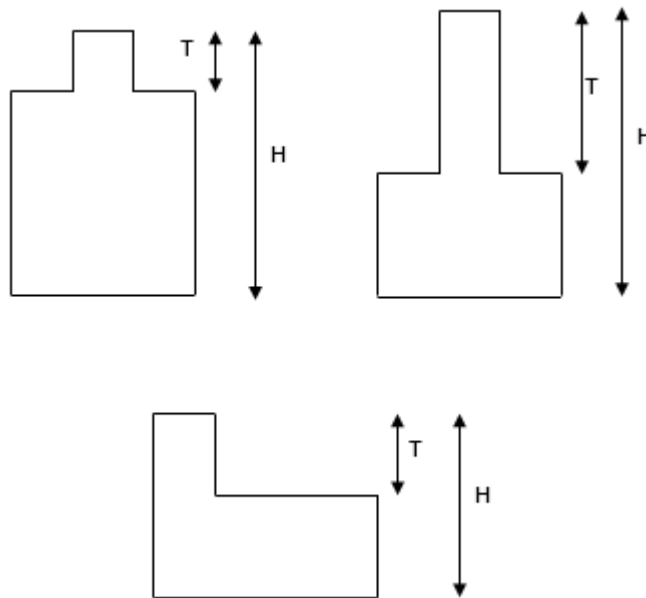


Figura 4.12: Parámetros a considerar debido a la existencia de torres en elevación. (Fuente: Letelier, 2003).

Se define las siguientes clases:

1. Clase A: Se debe verificar entre todos los pares de plantas consecutivas que:

$$\Delta A/A < 10\% \text{ o } -\Delta M/M < 25\%$$

2. Clase B: Si en al menos en un par de niveles consecutivos se verifica que:

$$\Delta A/A \leq 25\% \text{ y } -\Delta M/M < 40\% \text{ o } T/H \leq 2/3$$

3. Clase C: Si en al menos un par de niveles consecutivos se verifica que:

$$\Delta A/A > 25\% \text{ o } -\Delta M/M > 40\% \text{ o } \Delta M/M > 0\% \text{ o } T/H > 2/3$$

Si el edificio está compuesto por más de un cuerpo, entonces se deben asignar clases a los respectivos cuerpos y la clase del edificio será la más desfavorable de ellas.

4.8. Tipo de fundación (T.F).

El factor tipo de fundación evalúa tres aspectos para determinar si el diseño de la fundación verifica o no los requerimientos mínimos para su desempeño, como son las excentricidades que definen el momento sísmico, la tensión máxima tanto estática como sísmica, demanda en compresión con las tensiones admisibles del suelo de fundación y su estructuración en base a la rigidización.

Los tipos de estructuración de la fundación pueden ser de losa, zapatas corridas, o bien, una combinación de ellas.

El momento sísmico, la excentricidad, la tensión estática de diseño y las tensiones máximas y mínimas de diseño se presentan en las siguientes ecuaciones de acuerdo con la Figura 4.13. Todos estos parámetros se deben calcular en las dos direcciones ortogonales del edificio.

La fórmula para determinar el momento sísmico está dada por la Ecuación 18.

$$M_s = \frac{2 * H * Q_0}{3} \quad (18)$$

La tensión estática se define en la Ecuación 19.

$$\sigma_e = \frac{P}{A} \quad (19)$$

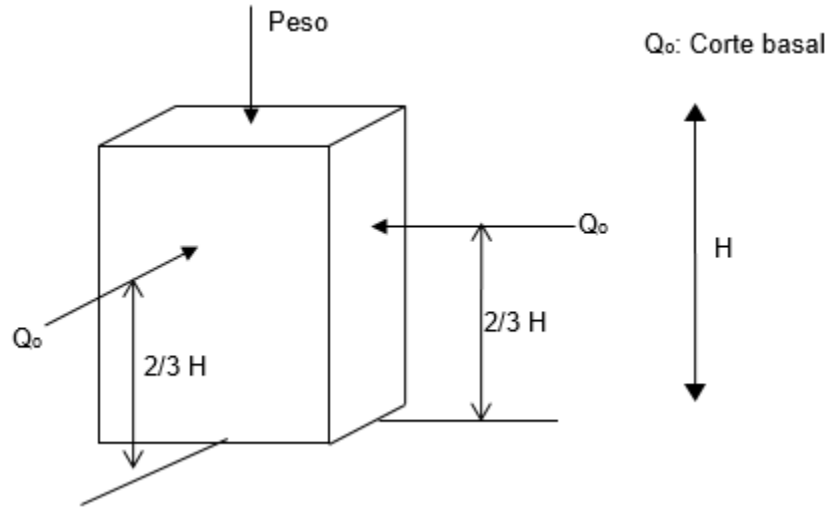


Figura 4.13: Parametros incidentes al evaluar tipo de fundacion (*Fuente: Letelier,2003*).

El cálculo de la excentricidad del momento sísmico, a nivel de terreno y la profundidad de las fundaciones se obtiene de acuerdo a la Ecuaciones 20 y 21 respectivamente

$$e_b = \frac{M_s}{P} \quad (20)$$

$$e_f = e_b - \frac{3 * e_b * y_f}{2 * H} \quad (21)$$

Donde:

H: Altura del edificio sobre el nivel de terreno

y_s : Profundidad de la fundación

Las máximas y mínimas tensiones sísmica se obtienen a través de la fórmula general de Navier dada en la Ecuación 22, un caso particular de ésta, es la Ecuación 23 para losas regulares.

$$\sigma_e = \frac{P}{A} \pm \frac{M_s}{W} \quad (22)$$

$$\sigma_e = \frac{P}{a * b} * (1 \pm \frac{6 * e_f}{a}) \quad (23)$$

Donde:

A: Area de la losa, zapatas corridas o aisladas o una combinación de ellas.

W: Modulo resistente definido como $\frac{I}{y}$.

I: Momento de inercia.

y: Distancia del eje neutro a la fibra mas traccionada.

a, b: Dimensiones en direcciones ortogonales en el caso de la losa de fundación como se muestra en la Figura 14.

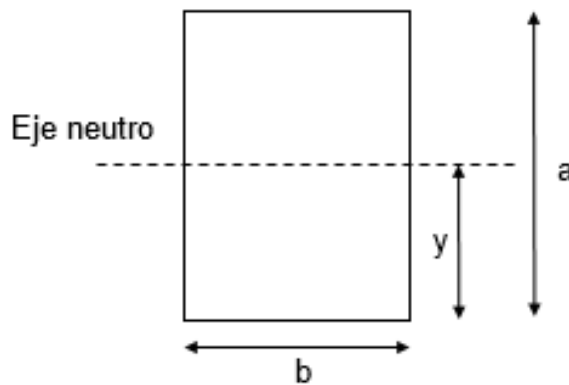


Figura 4.14: Parámetros a considerar en caso de losa de fundación rectangular.
(Fuente: Letelier, 2003).

En el caso de zapatas corridas o en combinación con aisladas se considera como area de fundación el 50% del area de la planta de fundacion, en el caso de edificios con menos de 10 pisos, y 75% para edificios con mas de 10 pisos.

En general los edificios sobre 10 pisos suponen losa de fundación y para aquellos con hasta 7 pisos se considera zapata aislada como fundación.

Cuando no existe información sobre la configuración de las fundaciones se puede aplicar una metodología que distribuye el área de zapatas en forma de franjas a lo largo de las líneas resistente de la planta directamente superior al nivel de fundación, asignándole un ancho de zapata que varía según la línea resistente, si esta es interior o exterior. Para mayor detalle refiérase a Letelier (2003).

De igualar la Ecuación 22 a cero se obtiene la expresión general para el cálculo de las excentricidades límites en la Ecuación 24 la que definen el núcleo central de las distintas secciones.

$$e_L = \pm \frac{I}{y * A} \quad (24)$$

Donde:

A: Área de losa, zapatas corridas o aisladas o una combinación de ellas.

I: Momento de inercia.

y: Distancia del eje neutro a la fibra más traccionada.

En el caso de secciones asimétricas con respecto a dos ejes ortogonales, el núcleo central definirse encontrando los ejes principales de inercia.

En base a lo mencionado anteriormente, se definen las siguientes clases, asumiendo que, en el caso de fundaciones con zapatas, estas están unidas con vigas rígidas (la altura de las vigas debe ser igual o superior a un 25% del largo de esta).

En el caso que $\sigma_e = \sigma_{adm}$

Si la carga esta aplicada dentro o en los limites del nucleo central:

- Losas de fundación con espesores iguales o mayores a 40 cm:
 - Clase A: $\sigma_{max} \leq 1.1 * \sigma_s$ en ambas direcciones de la fundación.
 - Clase B: $1.1 * \sigma_s \leq \sigma_{max} \leq 1.1 * \sigma_s$ en al menos una dirección de la fundación.
 - Clase C: $1.1 * \sigma_s \leq \sigma_{max}$ en al menos una dirección de la fundación.

- Losas de fundación con espesores menores a 40 cm:
 - Clase A: $\sigma_{\max} \leq 0.3 * \sigma_s$ en ambas direcciones de la fundación.
 - Clase B: $0.3 * \sigma_s \leq \sigma_{\max} < 0.5 * \sigma_s$ en al menos direcciones de la fundación.
 - Clase C: $0.5 * \sigma_s \leq \sigma_{\max}$ en al menos una dirección de la fundación.
- Zapatas corridas, aisladas o una combinación de ellas.
 - Clase A: $\sigma_{\max} \leq 0.75 * \sigma_s$ en ambas direcciones de la fundación.
 - Clase B: $0.75 * \sigma_s \leq \sigma_{\max} < 1.1 * \sigma_s$ en al menos direcciones de la fundación.
 - Clase C: $1.1 * \sigma_s \leq \sigma_{\max}$ en al menos una dirección de la fundación.

Si la carga está aplicada fuera del núcleo central:

- Clase B: $e_L < e_f \leq 1.1 * e_L$ y $\sigma_{\max} < 1.1 \sigma_s$ en ambas direcciones de la fundación.
- Clase C: $e_f > 1.1 * e_L$ o $\sigma_{\max} \geq 1.1 * \sigma_s$ en una o ambas direcciones de la fundación o en caso de losa con espesor inferior a 40 cm.

Donde:

$\sigma_{\max}$: Tensión máxima de compresión según Navier.

σ_s : Tensión admisible máxima del suelo.

σ_e : Tensión estática aplicada.

σ_{adm} : Tensión admisible máxima del suelo.

e_L : Excentricidad límite mínima.

e_y : Excentricidad de la carga P a nivel del subterráneo.

- En el caso de $\sigma_e \leq \sigma_{adm}$ se asume clase C.

Si el edificio está compuesto por mas de un cuerpo, entonces se deben asignar clases a los respectivos cuerpos y la clase del edificio sera la mas desfavorable de ellas.

4.9. Elementos no estructurales. (E.n.E).

El factor elementos no estructurales (E.n.E.) busca evaluar el comportamiento mediante el Índice de elementos no estructurales ($I_{no\ est.}$), el cual considera parámetro como la deformación relativa global máxima, la densidad de muros en planta, organización del sistema resistente (O.S.R) y configuración en elevación (C.E.). Cada parámetro tiene un peso correspondiente según su importancia dentro del comportamiento de los E.n.E; El $I_{no\ est.}$ Se obtiene de la suma de los términos que resultan de la multiplicación de los pesos de cada parámetro por el valor correspondiente a la clasificación del parámetro. (Quilodrán, 2006).

La deformación relativa global máxima (D_{rg}) definida como el desplazamiento del ultimo nivel dividido por la altura total del edificio, se obtiene con la proposición de Alday (2004). La Ecuación 25 determina el valor " D_{rg} ", sin embargo, es válida solo para estructuras regulares dentro del rango lineal, donde el daño se supone regular en altura. Sin prejuicio de lo anterior es una buena aproximación para obtener la respuesta global, la cual permite evaluar de forma rápida y sencilla el nivel de daño.

$$D_{rg} = \frac{\delta}{H} = \frac{2 * Q_0 * T^2}{3 * \pi^2 * M * H} \quad (25)$$

Donde:

H: Altura del edificio en m.

M: Masa del edificio en kg.

T: Periodo aproximado de la estructura en s.

Q_0 : Corte basal de la estructura en N.

Para obtener el valor máximo no lineal, es necesario multiplicar el resultado de la Ecuación 25 por un factor (DR) que relacione los desplazamientos lineales con los no lineales (Tapia, 2012), el cual se obtiene del grafico de la Figura 4.15 el cual se obtuvo

de un estudio de Shimazaki (1984, citado en Alday, 2004) en donde se analizaron edificios que sufrieron el efecto del sismo de 1985 en la V Región.

En la Figura 4.15, “TR” es la razón de periodos, que refleja el efecto del contenido de frecuencias del suelo respecto a la rigidez de la estructura, el periodo de la estructura se calcula multiplicando por $\sqrt{2}$ el periodo del sistema lineal.

De la Figura 4.15 se aprecia que “DR” es igual a 1 para “TR” mayores a 0.7. mientras para los valores menores se tiene la Ecuación 26.

$$DR = 4.5 - 5 * TR \quad (26)$$

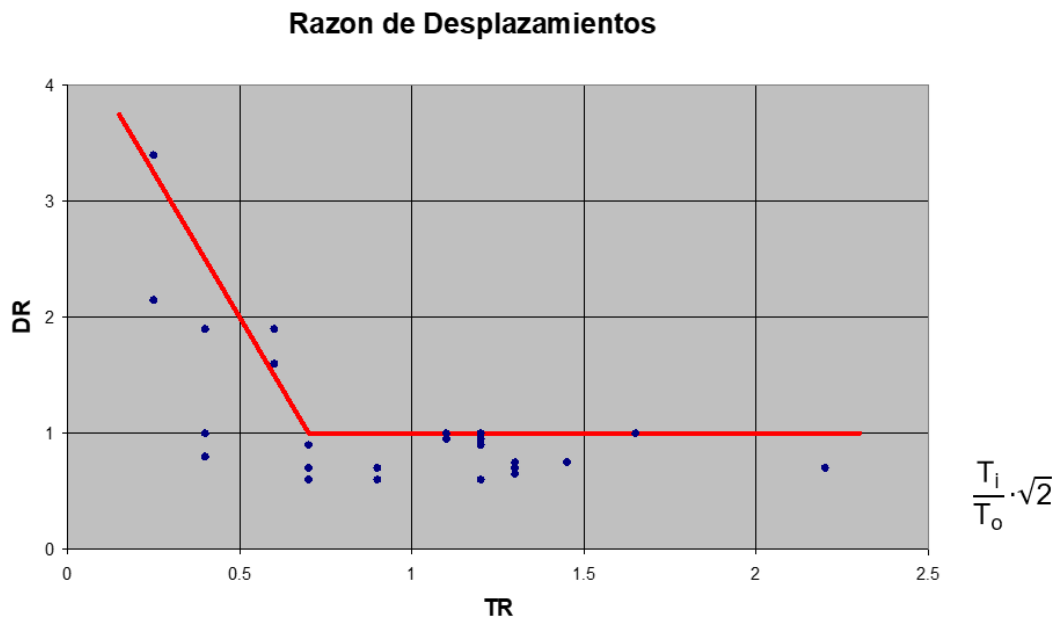


Figura 4.15: Valores aproximados de DR.

Por último, se multiplica el valor D_{rg} por una constante “c”, con el fin de considerar las deformaciones relativas de entrepiso mayores a las esperadas para el caso de edificios con irregularidades en la configuración en elevación. El valor del coeficiente “c” será 1 en el caso de edificios clasificados con Clase A en el factor configuración en elevación (C.E.), y 2 en caso contrario.

En la Tabla 4.3 y 4.4 se presentan los pesos de los parámetros del $I_{no\ est.}$ Para estructuras regulares e irregulares, respectivamente.

Tabla 4.3: Peso y valores asignados a los parámetros de E.n.E. para edificios regulares

Parámetro	Peso	Criterio	Valor
1. Deformación relativa global	5	$Drg \leq 0.004$	1
		$0.004 \leq Drg \leq 0.006$	0.5
		$Drg > 0.006$	0
2. Organización sistema resistente	3	Clase A	1
		Clase B	0.5
		Clase C	0
3. Densidad de muros en planta	2	$D.M. \geq 0.045$	1
		$0.03 \leq D.M. < 0.045$	0.5
		$D.M. < 0.03$	0

(Fuente: Parodi 2010)

Tabla 4.4: Peso y valores asignados a los parámetros E.n.E para edificios irregulares.

Parámetro	Peso	Criterio	Valor
1. Deformación relativa global	4	$Drg \leq 0.003$	1
		$0.003 \leq Drg \leq 0.005$	0.5
		$Drg > 0.005$	0
2. Organización sistema resistente	4	Clase A	1
		Clase B	0.5
		Clase C	0
3. Densidad de muros en planta	2	$D.M. \geq 0.045$	1
		$0.03 \leq D.M. < 0.045$	0.5
		$D.M. < 0.03$	0

(Fuente: Parodi 2010).

Se entiende como edificios regulares aquellos calificados en clase A en configuración en planta y configuración en elevación e irregulares en caso contrario.

4.10. Análisis estructural y selección de los edificios.

En este estudio se consideraron cinco edificios de hormigón armado, con alturas que van entre los 16 y 21 pisos, los cuales fueron facilitados por la oficina de Ingeniería G y D Ingenieros, todos ubicados en la ciudad de Concepción.

Para obtener la información geométrica de las estructuras, como el tamaño de los muros, el cálculo de áreas, perímetros, la profundidad de las fundaciones y las dimensiones de cada nivel, se utilizó el programa AutoCAD (Versión 51.0.0; Autodesk).

A su vez, con el software ETABS (Versión 20.3.0; CSI) se analizaron distintos aspectos estructurales, entre ellos la cantidad y características de las líneas resistentes, la localización del centro de masa y del centro de rigidez, además de los períodos de vibración correspondientes a los modos con mayor participación traslacional en las direcciones ortogonales 'x' e 'y'.

También se definieron la materialidad y las dimensiones de los muros, las formas de planta de los edificios y los pesos asignados a cada uno de los niveles, información que fue clave para la evaluación de su comportamiento frente a cargas sísmicas.

Nombre del edificio: Edificio Lientur
N° de pisos: 21
Ubicación: Lientur N° 973
Año de construcción: 2023

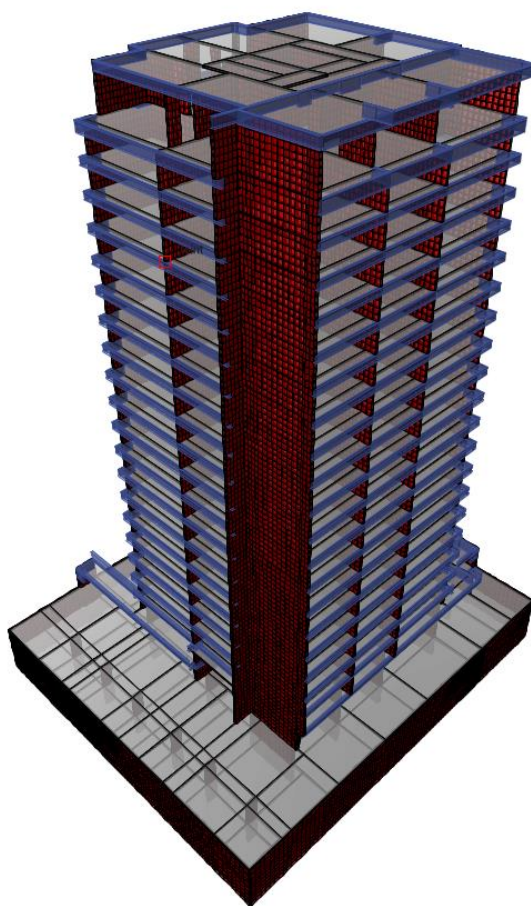


Figura 4.16: Modelo 3D del edificio Lientur (*Fuente: elaboración propia*)

Nombre del edificio: Edificio Rengo
N° de pisos: 19
Ubicación: Rengo N° 1281
Año de construcción: 2018

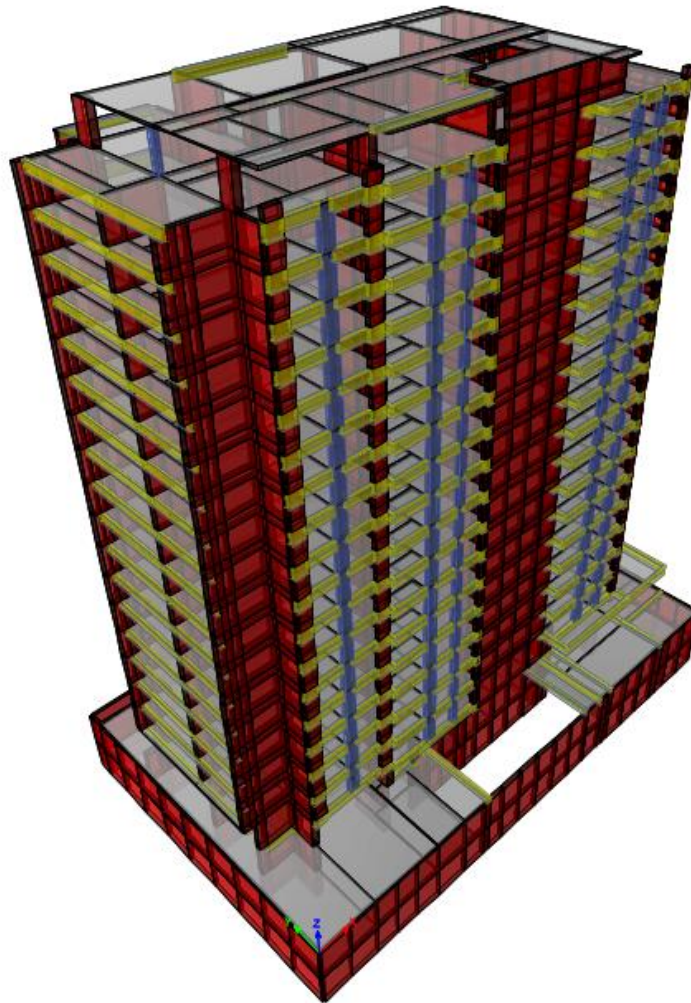


Figura 4.17: Modelo 3D del edificio Rengo. (Fuente: elaboración propia)

Nombre del edificio: Edificio Roosevelt
N° de pisos: 17
Ubicación: Avda. Roosevelt N° 1760
Año de construcción: 2021

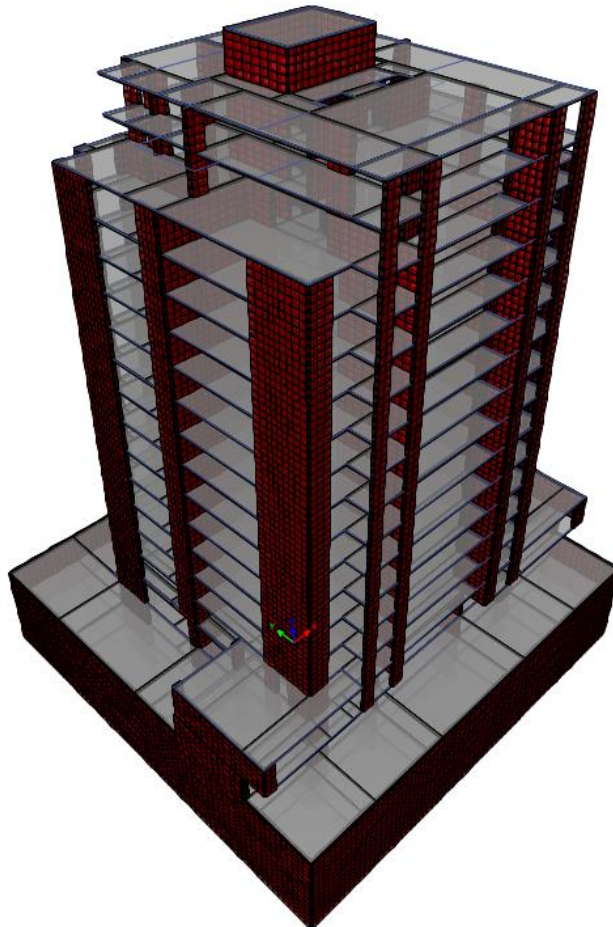


Figura 4.18: Modelo 3D del edificio Roosevelt. (Fuente: elaboración propia)

Nombre del edificio: Edificio Rozas
N° de pisos: 16
Ubicación: Martínez de Rozas N° 1518
Año de construcción: 2020

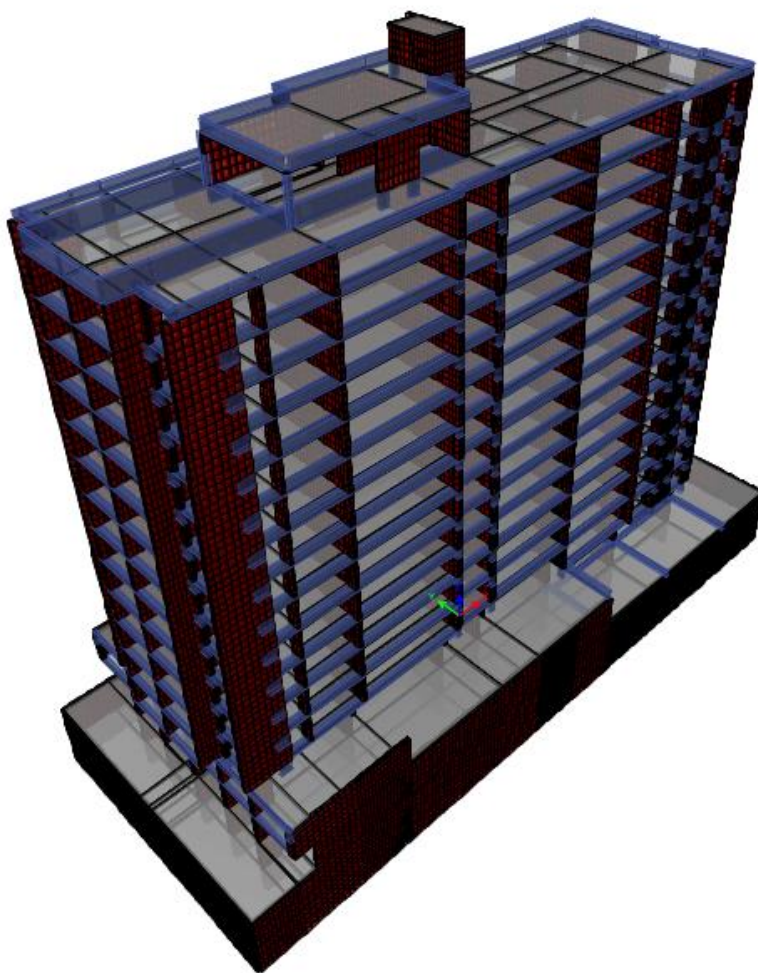


Figura 4.19: Modelo 3D del edificio Rozas. (Fuente: elaboración propia)

Nombre del edificio: Edificio Terrazas de Lourdes
N° de pisos: 17
Ubicación: Avda. Pedro de Valdivia N°1248
Año de construcción: 2019

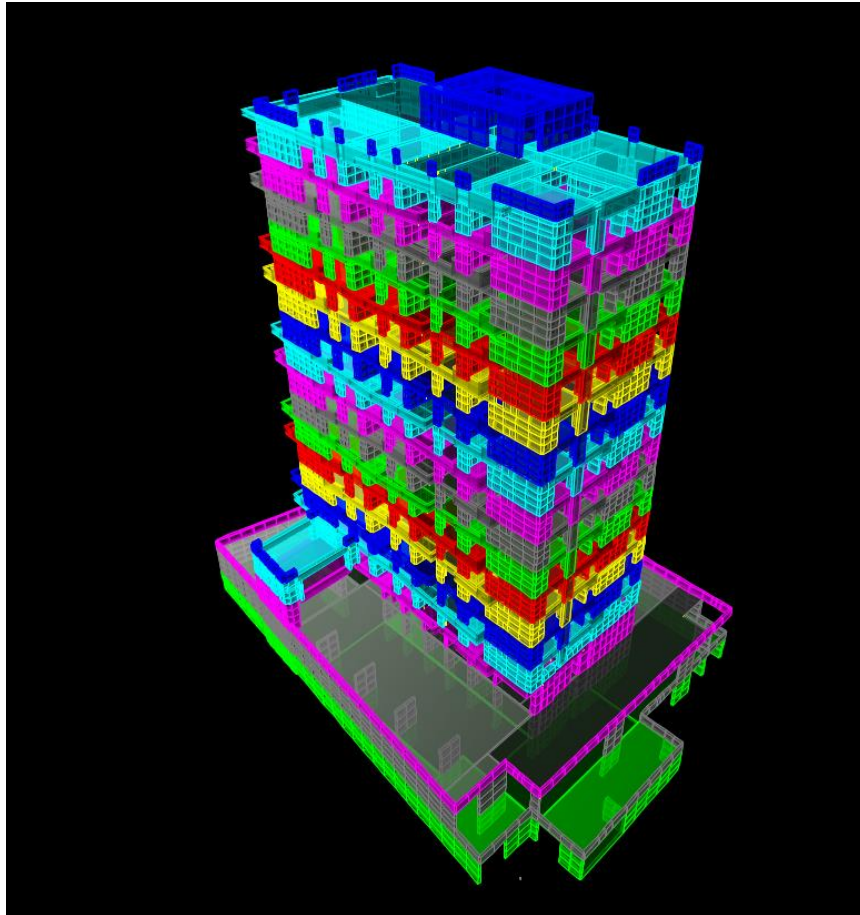


Figura 4.20: Modelo 3D del edificio Terrazas de Lourdes. (Fuente: elaboración propia).

CAPÍTULO 5: RESULTADOS

El análisis de vulnerabilidad sísmica de los cinco edificios evaluados en Concepción muestra que Rengo y Roosevelt presentan los mayores índices de vulnerabilidad, con valores normalizados de 0.74 y 0.73 respectivamente, lo que se traduce en un nivel de daño esperado grave. Por su parte, Lientur, Rozas y Lourdes registran índices normalizados entre 0.57 y 0.66, asociados a un daño ligero.

En términos generales, los resultados evidencian que la mayoría de los factores están evaluados por la peor clase (Clase C). Asimismo, se identificó que los factores afectados en la totalidad de los edificios corresponden a la organización del sistema resistente (OSR), la calidad constructiva junto con el estado de conservación (CC+EC) y casi en su totalidad en elementos no estructurales (EnE).

Tabla 5.1: Resultados de análisis de los índices de vulnerabilidad

EDIFICIO	OSR	CC+EC	RC	PE	DH	CP	CE	TF	EnE	Iv normalizado	Nivel daño esperado
Lientur	C	C	B	C	A	A	A	B	C	0.57	Daño ligero
Rengo	C	C	C	B	B	B	A	C	C	0.74	Daño grave
Roosevelt	C	C	C	C	A	A	B	A	C	0.73	Daño grave
Rozas	C	C	B	C	A	B	A	C	C	0.66	Daño ligero
Lourdes	C	C	B	A	B	B	C	A	B	0.66	Daño ligero

Fuente: Elaboración propia.

Los factores más afectados y a analizar cómo se señalaron anteriormente son los siguientes:

- I. Organización del Sistema Resistente (OSR): Como bien se explicó anteriormente hace referencia a la forma en que están dispuestos y conectados los elementos estructurales principales de una edificación (muros, marcos, vigas, losas, etc.) que en conjunto permiten que la estructura resista y transmita cargas.

Dentro de el están los subfactores cantidad y calidad de líneas resistentes los cuales fueron evaluados con un puntaje de clase C y presentan un mayor peso para el cálculo del factor OSR. Además de que este factor igual tiene un gran peso para el cálculo del índice de vulnerabilidad por ende el nivel de daño esperado será grave.

- II. Calidad de la construcción y Estado de conservación: Este factor clasifica a las edificaciones y se agrupan según en su año de construcción definidas de tipo Clase C construidas después de 1996 y en este caso las edificaciones analizadas igual fueron construidas después de 2018.

Vale destacar que la Norma Chilena NCh433 se fue actualizando a medida que fueron ocurriendo los primeros terremotos en Chile. Fue publicada por primera vez en 1972 tras los terremotos de 1960 y 1971, establece los criterios técnicos de diseño sísmico para edificios en Chile. Fue actualizada en 1996 y modificada en 2009, incorporando avances en espectros de diseño y zonificación sísmica, además de revisarse tras el terremoto del 27F en 2010. Por su parte, el Decreto Supremo N°61 de 2006 del MINVU otorgó carácter obligatorio a la aplicación de la NCh433 y normas complementarias, consolidando así un marco normativo que combina el aspecto técnico con la exigencia legal en materia de seguridad sísmica.

Finalmente, estas edificaciones al verse perjudicadas con el cálculo del índice de vulnerabilidad, podrían mejorar su clasificación obteniendo un I_v más bajo y así clasificarse en Clase A o B básicamente actualizando el factor de calidad de la construcción y estado de conservación readecuando el factor para edificaciones más recientes.

- III. Elementos no estructurales: este factor solo el edificio Lourdes obtuvo un puntaje de clase B y los otros cuatro se obtuvieron puntaje de clase tipo C. Como bien se explicó anteriormente este factor evalúa el comportamiento mediante el índice de

elementos no estructurales considerando parámetros como la deformación relativa global máxima (Drg), la densidad de muros en planta (D.M), organización del sistema resistente (OSR) y configuración en planta (C.E). Para estos casos los pesos de los parámetros fueron de cinco, tres y dos respectivamente al ser clasificados como edificios regulares calificados como clase A en configuración en planta y configuración en elevación.

Además, estas edificaciones se muestran clasificada con el valor I_{noest} los cuales se obtuvieron en la mayoría menores que o igual a 4 (Clase C) y solo uno entre 4 y 6.5 Clase B, igualmente que los otros subfactores es de suma importancia volver a estudiar y analizar los diferentes parámetros que pueden alterar los nuevos valores siendo ser muy significativas como el corte basal (Q_0) o la masa del edificio.

Finalmente, para lograr controlar este factor igual es posible aumentar la resistencia del hormigón (f'_c) o la cuantía del acero en los elementos estructurales, estas medidas inciden principalmente en la capacidad ultima y ductilidad, estas medidas inciden principalmente en la capacidad ultima y ductilidad, pero producen una variación en la rigidez inicial del sistema, y con ello la reducción distorsión entre pisos. En cambio, las estrategias de mayor eficacia corresponden a la incorporación de muros de corte, la optimización de la rigidez y la distribución de muros en planta, junto con la implementación de detalles constructivos que permitan a los elementos no estructurales tolerar desplazamientos relativos tales como juntas de control, anclajes sísmicos y sistemas de desacople. De este modo, aunque el aumento de la calidad de los materiales contribuye a un mejor desempeño global, es el control de las deformaciones de entrepiso y una adecuada configuración de muros en planta lo que se consolida como una vía más eficaz para reducir el índice de vulnerabilidad sísmica a los elementos no estructurales

CAPÍTULO 6: CONCLUSIONES

Este estudio realizado permitió aplicar y validar la metodología evaluación del índice de vulnerabilidad sísmica de cinco edificios de hormigón armado entre 16 y 21 pisos construidos posterior al año 2010 en la ciudad de Concepción. La actualización de los parámetros relacionados con la clasificación sísmica de los suelos de fundación, conforme a la normativa nacional vigente, otorgó mayor precisión al análisis. Los resultados obtenidos evidencian que, aun tratándose de edificaciones recientes y de gran altura, persisten distintos grados de vulnerabilidad y, por ende, niveles de daño sísmico esperados que deben ser considerados en futuras revisiones estructurales y planes de mitigación. Esto refuerza la importancia de aplicar metodologías de evaluación preventiva que permitan anticipar el comportamiento de las estructuras frente a eventos sísmicos y promover el diseño de estrategias orientadas a mejorar la seguridad y capacidad de las construcciones en zonas de alta sismicidad estudiadas.

Es importante destacar que el índice de vulnerabilidad utilizado en este estudio es cualitativo, por lo que sus resultados deben interpretarse dentro de los supuestos y limitaciones de la metodología: aplica a edificios de hormigón armado de altura media a alta, con tipologías y condiciones de construcción diseñados conforme a la NCh 433 complementados por el DS N°61, y depende de la correcta clasificación y ponderación de los factores considerados. No es un indicador absoluto de falla estructural, sino una herramienta para identificar tendencias de vulnerabilidad y priorizar acciones de mitigación. Los resultados de este proyecto indican que:

1. Daño ligero: Daños menores en estructura y elementos no estructurales; reparaciones sencillas; bajo riesgo para ocupantes.

Daño grave: Daños importantes en estructura y elementos no estructurales; reparaciones extensas; riesgo significativo para los ocupantes.

Daño severo: Daños críticos que comprometen la estabilidad del edificio; reparaciones complejas o posible demolición; alto riesgo para los ocupantes.

En este estudio, dos de los edificios evaluados presentan daño grave y los tres

restantes muestran daño ligero, evidenciando diferencias significativas en vulnerabilidad a pesar de su similar antigüedad y altura.

2. Los factores más afectados para la determinación de índice de vulnerabilidad fueron organización sistema Resistente (OSR), calidad de construcción y estado de conservación (CC+EC y elementos no estructurales (E.n.E).
3. Es necesario reforzar elementos estructurales críticos, asegurar y redistribuir los elementos no estructurales, y mantener inspecciones preventivas, de manera que todas las acciones se complementen para disminuir el valor índice de vulnerabilidad.
4. Se recomienda volver a analizar, modificar y actualizar las diferentes clases de los factores para que los factores en la metodología no sean muy conservadores.
5. Se propone seguir realizando estos proyectos para aportar con antecedentes relevantes para comprender el estado actual de la vulnerabilidad sísmica a un mayor número de edificaciones de la ciudad y considerar distintas tipologías estructurales. Además, sería útil integrar simulaciones dinámicas que permitan complementar los índices de vulnerabilidad y evaluar con mayor precisión el comportamiento sísmico. Finalmente, implementar programas de monitoreo post-terremoto o algún sismo que permitan validar y ajustar la metodología aplicada, asegurando su utilidad para futuras evaluaciones.

BIBLIOGRAFÍA

Decreto Supremo N.º 61. (13 de diciembre de 2011). Normas Legales, N°40.133. Diario Oficial de la República de Chile, 13 de diciembre de 2011.

Instituto Nacional de Normalización. (1996). *NCh 433 Of.1996 mod 2009: Diseño sísmico de edificios (NCh 433)*. Santiago, Chile: INN.

American Concrete Institute. (2008). ACI 318-05: *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318)*. Farmington Hills, Michigan: ACI Committe 318.

Parodi, C. (2010). *Determinación de un índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado en el gran Concepción*. [Memoria de Título Ingeniero Civil, Universidad de Concepción].

Quilodrán, D. (2007). *Determinación de un índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios en Concepción en el cuadrante Av. J. Alessandri – Costanera – Villuco - Pedro de Valdivia*. [Memoria de Título Ingeniero Civil, Universidad de Concepción].

Alday, L. (2004). *Determinación de un índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios en Concepción*. [Memoria de Título Ingeniero Civil, Universidad de Concepción].

Beltrán, C. (2012). *Recalibración del índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios en Concepción, comparando sus predicciones con los daños reales del sismo del 27F en el cuadrante: Av. O'Higgins, Av. Víctor Lamas, Av. Arturo Prat, Tucapel*. [Memoria de Título Ingeniero Civil, Universidad de Concepción].

Cáceres, G. (2005). *Determinación de un índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios en Concepción*. [Memoria de Título Ingeniero Civil, Universidad de Concepción].

Cartes, F. (2012). *Recalibración del índice cualitativo de vulnerabilidad sísmica de edificios, comparando sus predicciones con los daños reales del sismo del 27F, en el cuadrante Av. Jorge Alessandri, Costanera, Av. Sanders y el eje Av. Pedro de Valdivia/ Av. Prat/ Av. 21 de mayo*. [Memoria de Título Ingeniero Civil, Universidad de Concepción].

Almendras, R. (2023). *Determinación de índice cualitativa de vulnerabilidad sísmica de edificios de hormigón armado en Concepción*. [Memoria de Título Ingeniero Civil, Universidad San Sebastián]

ANEXO

Datos de edificios que se estudiaron en la presente memoria se presentan en la Tabla A.0.1 y también se presentan el desarrollo de análisis de cada edificio Tabla A.0.2, Tabla A.0.3, Tabla A.0.4, Tabla A.0.5, Tabla A.0.6:

Tabla A.0.1: Listado de edificios con I_v calculado.

N° del Edificio	Nombre	Dirección
1	Lientur	Lientur N° 973
2	Rengo	Rengo N° 1281
3	Roosevelt	Avda. Roosevelt N° 1760
4	Rozas	Martínez de Rozas N° 1518
5	Lourdes	Avda. Pedro de Valdivia N°1248

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A.0.2: Edificio N°1 Lientur.

Organización del sistema resistente	
Período Aproximado	
Tipo de suelo	III
Período fundamental (s)	1.03
Clase	B
Pje de clase	0.5

Razón de aspecto	
H (m)	53.8
Lm (m)	30,8
Ra	1.75
Clase	A
Pje de clase	0

Cantidad de líneas resistentes	
lx (m)	23.72
ly (m)	24,51
MRLX	5,9
MRLY	5,74
LRx	6
LRy	6
Clase	C
Pje de clase	1

Calidad de líneas Resistentes	
LRDX	3
LRDY	4
Presencia de piso suave	No
LRx	4
LRy	6
Clase	C
Pje de clase	1

Distancia entre partes independientes	
N	21
1.2*N (cm)	25.2
Clase	C
Pje de clase	1

Rigidez torsional y distancia entre CM y CR	
Clase	B
Pje de Clase	0.5

Ip1	0.76
Clase	C
Pje de clase	2

Calidad de la construcción y estado de conservación	
Año de construcción	2023
Clase	C
Pje de Clase	2

Posición del edificio	
Clase	C
Pje de clase	2

Presencia de diafragmas horizontales	
A (m)	2.92
a (m)	10.09
B (m)	-
b (m)	-
Caso	I
Diafragma	Rígido
Área de núcleos (m2)	26.8
Área de diafragma (m2)	527.51
Relación de área %	5.08%
Diafragma de desnivel	No
Desnivel continuo	No
Clase	A
Pje de clase	0

Configuración en planta	
a (m)	23.7
b (m)	-
c (m)	-
d (m)	-
L (m)	24.5
b1	0.97
b2	-
b3	-
b4	-
b5	-
b6	-
Caso	I
Clase	A
Pje de Clase	0

Configuración en elevación	
Clase	A
Pje de Clase	0

Elementos no estructurales	
Clase	C
Pje de Clase	2

Resistencia convencional	
Clase	B
Pje de Clase	0

Tipo de fundación	
Clase	B
Pje de Clase	1

Índice de vulnerabilidad	
0.57	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A.0.3: Edificio N°2 Rengo.

Organización del sistema resistente	
Período Aproximado	
Tipo de suelo	III
Período fundamental (s)	0.80
Clase	B
Pje de clase	0.5

Razón de aspecto	
H (m)	48.47
Lm (m)	20.47
Ra	2.37
Clase	B
Pje de clase	0.5

Cantidad de líneas resistentes	
lx (m)	42.5
ly (m)	18.97
MRLX	4.79
MRLY	9.5
LRx	8
LRy	10
Clase	B
Pje de clase	0.5

Calidad de líneas Resistentes	
LRDX	6
LRDY	8
Presencia de piso suave	No
LRx	8
LRy	10
Clase	C
Pje de clase	1

Distancia entre partes independientes	
N	19
1.2*N (cm)	22.8
Clase	C
Pje de clase	1

Rigidez torsional y distancia entre CM y CR	
Clase	B
Pje de Clase	0.5

Ip1	0.70
Clase	C
Pje de clase	2

Calidad de la construcción y estado de conservación	
Año de construcción	2018
Clase	C
Pje de Clase	2

Posición del edificio	
Clase	B
Pje de clase	1

Presencia de diafragmas horizontales	
A (m)	5.46
a (m)	10.9
B (m)	-
b (m)	-
Caso	L
Diafragma	Rígido
Área de núcleos (m2)	22.42
Área de diafragma (m2)	666.43
Relación de área %	3.36%
Diafragma de desnivel	No
Desnivel continuo	No
Clase	A
Pje de clase	0

Configuración en planta	
a (m)	18.97
b (m)	-
c (m)	-
d (m)	-
L (m)	42.5
b1	0.45
b2	-
b3	-
b4	-
b5	-
b6	-
Caso	I
Clase	B
Pje de Clase	1

Configuración en elevación	
Clase	A
Pje de Clase	0

Elementos no estructurales	
Clase	C
Pje de Clase	2

Resistencia convencional	
Clase	C
Pje de Clase	12

Tipo de fundación	
Clase	C
Pje de Clase	2

Índice de vulnerabilidad	
0.74	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A.0.4: Edificio N°3 Roosevelt.

Organización del sistema resistente	
Período aproximado	
Tipo de suelo	III
Período fundamental (s)	0.92
Clase	B
Pje de clase	0.5

Razón de aspecto	
H (m)	42.5
Lm (m)	23.3
Ra	1.82
Clase	A
Pje de clase	0

Cantidad de líneas resistentes	
lx (m)	23.3
ly (m)	24,7
MRLX	5,9
MRLY	5,7
LRx	8
LRy	9
Clase	B
Pje de clase	0.5

Calidad de líneas Resistentes	
LRDX	6
LRDY	5
Presencia de piso suave	No
LRx	8
LRy	9
Clase	C
Pje de clase	1

Distancia entre partes independientes	
N	17
1.2*N (cm)	20.4
Clase	C
Pje de clase	1

Rigidez torsional y distancia entre CM y CR	
Clase	B
Pje de Clase	0.5

Ip1	0.66
Clase	C
Pje de clase	2

Calidad de la construcción y estado de conservación	
Año de construcción	2021
Clase	C
Pje de Clase	2

posición del edificio	
Clase	C
Pje de clase	2

Presencia de diafragmas horizontales	
A (m)	2
a (m)	17.6
B (m)	-
b (m)	-
Caso	I
Diafragma	Rígido
Área de núcleos (m2)	20.28
Área de diafragma (m2)	559.32
Relación de área %	3.63%
Diafragma de desnivel	No
Desnivel continuo	No
Clase	A
Pje de clase	0

Configuración en planta	
a (m)	23.26
b (m)	-
c (m)	-
d (m)	-
L (m)	24.7
b1	0.94
b2	-
b3	-
b4	-
b5	-
b6	-
Caso	I
Clase	A
Pje de Clase	0

Configuración en elevación	
Clase	B
Pje de Clase	1

Elementos no estructurales	
Clase	C
Pje de Clase	2

Resistencia convencional	
Clase	C
Pje de Clase	0

Tipo de fundación	
Clase	A
Pje de Clase	0

Índice de vulnerabilidad	
0.73	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A.0.5: Edificio N°4 Rozas.

Organización del sistema resistente	
Período aproximado	
Tipo de suelo	III
Período fundamental (s)	0.96
Clase	B
Pje de clase	0.5

Razón de aspecto	
H (m)	40.7
Lm (m)	22.49
Ra	1.81
Clase	A
Pje de clase	0

Cantidad de líneas resistentes	
lx (m)	46.97
ly (m)	13.92
MRLX	3.78
MRLY	10.39
LRx	11
LRy	9
Clase	A
Pje de clase	0

Calidad de líneas Resistentes	
LRDX	8
LRDY	5
Presencia de piso suave	No
LRx	11
LRy	9
Clase	C
Pje de clase	1

Distancia entre partes independientes	
N	16
1.2*N (cm)	19.2
Clase	C
Pje de clase	1

Rigidez torsional y distancia entre CM y CR	
Clase	B
Pje de Clase	0.5

Ip1	0.66
Clase	C
Pje de clase	2

Calidad de la construcción y estado de conservación	
Año de construcción	2020
Clase	C
Pje de Clase	2

Posición del edificio	
Clase	C
Pje de clase	2

Presencia de diafragmas horizontales	
A (m)	1.6
a (m)	7.1
B (m)	-
b (m)	-
Caso	I
Diafragma	Rígido
Área de núcleos (m2)	21.45
Área de diafragma (m2)	642.6
Relación de área %	3.34%
Diafragma de desnivel	No
Desnivel continuo	No
Clase	A
Pje de clase	0

Configuración en planta	
a (m)	13.92
b (m)	-
c (m)	-
d (m)	-
L (m)	46.97
b1	0.3
b2	-
b3	-
b4	-
b5	-
b6	-
Caso	I
Clase	B
Pje de Clase	1

Configuración en elevación	
Clase	A
Pje de Clase	0

Elementos no estructurales	
Clase	C
Pje de Clase	2

Resistencia convencional	
Clase	B
Pje de Clase	0

Tipo de fundación	
Clase	C
Pje de Clase	2

Índice de vulnerabilidad	
0.66	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla A.0.6 Edificio N°5 Lourdes.

Organización del sistema resistente	
Período aproximado	
Tipo de suelo	III
Período fundamental (s)	0.87
Clase	B
Pje de clase	0.5

Razón de aspecto	
H (m)	44.15
Lm (m)	20.9
Ra	2.11
Clase	B
Pje de clase	0.5

Cantidad de líneas resistentes	
lx (m)	13.75
ly (m)	28.73
MRLX	6.75
MRLY	3.75
LRx	10
LRy	6
Clase	C
Pje de clase	1

Calidad de líneas Resistentes	
LRDX	5
LRDY	3
Presencia de piso suave	No
LRx	10
LRy	6
Clase	C
Pje de clase	1

Distancia entre partes independientes	
N	17
1.2*N (cm)	20.4
Clase	C
Pje de clase	1

Rigidez torsional y distancia entre CM y CR	
Clase	B
Pje de Clase	0.5

Ip1	0.79
Clase	C
Pje de clase	2

Calidad de la construcción y estado de conservación	
Año de construcción	2019
Clase	C
Pje de Clase	2

Posición del edificio	
Clase	A
Pje de clase	0

Presencia de diafragmas horizontales	
A (m)	1.05
a (m)	4
B (m)	-
b (m)	-
Caso	I
Diafragma	Rígido
Área de núcleos (m2)	33.04
Área de diafragma (m2)	382.26
Relación de área %	8.64%
Diafragma de desnivel	No
Desnivel continuo	No
Clase	A
Pje de clase	0

Configuración en planta	
a (m)	13.8
b (m)	-
c (m)	-
d (m)	-
L (m)	28.5
b1	0.48
b2	-
b3	-
b4	-
b5	-
b6	-
Caso	I
Clase	B
Pje de Clase	1

Configuración en elevación	
Clase	C
Pje de Clase	2

Elementos no estructurales	
Clase	B
Pje de Clase	1

Resistencia convencional	
Clase	B
Pje de Clase	0

Tipo de fundación	
Clase	A
Pje de Clase	0

Índice de vulnerabilidad	
0.66	

Fuente: Elaboración propia.