BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

FACULTAD DE INGENIERÍA

COLEGIO DE INGENIERÍA CIVIL

MÉTODO PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EN MÉXICO

JULIO 2021

TESIS PRESETADA PARA OBTENER EL GRADO DE LICENCIATURA EN INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

CARLOS EDUARDO CARREÓN HERNÁNDEZ

DIRECTOR DE TESIS:

PhD JUAN PABLO HIDALGO TOXQUI

ASESORES:

PhD JUAN PABLO HIDALGO TOXQUI

M.I EDGAR IRAM VILLAGRÁN ARROYO

DEDICATORIA.

A mi madre, padre y hermano:

Por su apoyo incondicional en todas mis decisiones, a mis padres solo puedo decir que lo han hecho extraordinariamente, desearía que pudieran ver a través de mis ojos todo el agradecimiento y amor que siento por ustedes que con palabras es difícil expresar.

A mis maestros y amigos:

Por sus sabidos consejos que me han permito crecer como persona.

Al Dr. Juan Pablo Hidalgo Toxqui.

Por su trabajo, paciencia y dedicación con su profesión y para impulsar la carrera de muchos estudiantes.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1.- ANTECEDENTES 1

1.1.- OBJETIVO Y ALCANCE 4

1.2.- MÉTODOS DE EVALUACIÓN 5

1.2.1.- MÉTODOS DE EVALUACIÓN DE VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EDIFICIOS 5

1.2.2.- NORMAS JAPONESAS PARA LA EVALUACIÓN DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO 8

1.3.- MARCO TEÓRICO 9

1.3.1.- PRINCIPIOS DE LA EVALUACIÓN SÍSMICA 12

1.3.2.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE BÁSICO ESTRUCTURAL $\boldsymbol{E0}$ 17

1.3.3.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA $\boldsymbol{C}$ 18

1.3.4.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE DUCTILIDAD $\boldsymbol{F}$ 19

1.3.5.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE IRREGULARIDAD $\boldsymbol{SD}$ 21

1.3.6.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE TIEMPO $\boldsymbol{T}$ 21

1.3.7.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE DEMANDA $\boldsymbol{ISO}$ 22

CAPÍTULO 2.- DESCRIPCIÓN DE LAS NORMAS PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EXISTENTES 23

2.1.- METODOLOGÍA DE ANÁLISIS 23

2.2.- CÁLCULOS PRELIMINARES 23

2.3.- VULNERABILIDAD SÍSMICA POR EL PRIMER NIVEL DE ANÁLISIS 24

2.3.1.- ÍNDICE BÁSICO ESTRUCTURAL $\boldsymbol{E0}$ 24

2.3.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA $\boldsymbol{C}$ 26

2.3.3.- ÍNDICE DE DUCTILIDAD $\boldsymbol{F}$ 29

2.3.4.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD $\boldsymbol{SD}$ 29

2.3.5.- DESCRIPCIÓN DE LOS VALORES DEL ÍNDICE DE IRREGULARIDAD 31

2.3.6.- ÍNDICE DE TIEMPO $\boldsymbol{T}$ 35

2.3.7.- ÍNDICE SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA $\boldsymbol{IS}$ 35

2.4.- VULNERABILIDAD SÍSMICA POR EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS 36

2.4.1.- ÍNDICE BÁSICO ESTRUCTURAL $\boldsymbol{E0}$ 36

2.4.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA $\boldsymbol{C}$ 42

2.4.3.- ÍNDICE DE DUCTILIDAD $\boldsymbol{F}$ 46
2.4.4.- DEFORMACIÓN ÚLTIMA. 48
2.4.5.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD $\boldsymbol{SD}$ 54
2.4.6.- ÍNDICE DE TIEMPO $\mathbf{T}$ 56
2.4.7.- ÍNDICE SÍSMICO ESTRUCTURAL $\boldsymbol{IS}$ 59
2.5.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA $\boldsymbol{ISO}$ 59

CAPÍTULO 3.- PROPUESTA DE MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO EN MÉXICO 64

3.1.- PRINCIPIOS DE LA EVALUACIÓN SÍSMICA 64
3.2.- CÁLCULOS PRELIMINARES 64
3.3.- VULNERABILIDAD SISMICA PARA EL PRIMER NIVEL DE ANÁLISIS 65
3.3.1.- ÍNDICE BÁSICO ESTRUCTURAL $\boldsymbol{E0}$ 65
3.3.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA $\boldsymbol{C}$ 66
3.3.3.- ÍNDICE DE DUCTILIDAD 67
3.3.4.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD $\boldsymbol{SD}$ 67
3.3.5.- ÍNDICE DE TIEMPO $\boldsymbol{T}$ 68
3.3.6.- ÍNDICE SÍSMICO ESTRUCTURAL (ÍNDICE DE CAPACIDAD) $\boldsymbol{IS}$ 68
3.4.- VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS 68
3.4.1.- ÍNDICE BÁSICO ESTRUCTURAL $\boldsymbol{E0}$ 68
3.4.2.- ÍNDICE DE RESISTENCIA $\boldsymbol{C}$ 69
3.4.3.- CÁLCULO DE LAS RESISTENCIAS ÚLTIMAS 69
3.4.4.- MOMENTO FLEXIONANTE ÚLTIMO 70
3.4.5.- ÚLTIMO CORTANTE RESISTENTE 70
3.4.6.- ÍNDICE DE DUCTILIDAD $\boldsymbol{F}$ 70
3.4.7.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD $\boldsymbol{SD}$ 73
3.4.8.- ÍNDICE DE TIEMPO $\mathbf{T}$ 73
3.4.9.- ÍNDICE SÍSMICO ESTRUCTURAL (ÍNDICE DE CAPACIDAD) $\boldsymbol{IS}$ 73
3.5.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA $\boldsymbol{ISO}$ 73

CAPÍTULO 4.- EJEMPLO DE APLICACIÓN 76

4.1.- CÁLCULOS PRELIMINARES 81
4.1.1.- DETERMINACIÓN DE LA CARGA UNITARIA DE DISEÑO 81

4.1.2.- Determinación del Peso Total de Cada Entrepiso 84
4.1.3.- Determinación de la Carga Tributaria por Columna 87
4.2.- CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL PRIMER NIVEL DE ANÁLISIS 90
4.2.1.- Clasificación de los Elementos Verticales Estructurales 90
4.2.2.- Cálculo del Índice de Resistencia $\boldsymbol{C}$ 91
4.2.3.- Cálculo del Índice de Ductilidad $\boldsymbol{F}$ 92
4.2.4.- Cálculo del Índice básico estructural $\boldsymbol{E0}$ 94
4.2.5.- Cálculo del Índice de Irregularidad $\boldsymbol{SD}$ 94
4.2.6.- Cálculo de Índice de tiempo $\boldsymbol{T}$ 95
4.2.7.- Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) $\boldsymbol{IS}$ 96
4.3.- CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS 96
4.3.1.- Cálculo del Momento Flexionante Último 97
4.3.2.- Cálculo del Cortante Resistente Último 100
4.3.3.- Clasificación de los Elementos Verticales Estructurales 102
4.3.4.- Cálculo del Índice de Resistencia $\boldsymbol{C}$ 102
4.3.5.- Cálculo del Índice de Ductilidad $\boldsymbol{F}$ 103
4.3.6.- Cálculo del Índice de Ductilidad $\boldsymbol{F}$ 113
4.3.7.- Cálculo del Índice básico estructural $\boldsymbol{E0}$ 114
4.3.8.- Cálculo del Índice de Irregularidad $\boldsymbol{SD}$ 116
4.3.9.- Cálculo del Índice de tiempo $\mathbf{T}$ 121
4.3.1.- Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) $\boldsymbol{IS}$ 123
4.4.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA $\boldsymbol{ISO}$ 123
4.5.- RESULTADOS 125

CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 128

REFERENCIAS 130

ANEXO 1. ELEMENTOS PRIMARIOS DE SEGUNDA CLASE 133

ANEXO 2. CONVERSIÓN DE UNIDADES DE UNIDADES EN LA EC. 50 147

CAPÍTULO 1.- ANTECEDENTES

Los sismos son fenómenos naturales que liberan gran cantidad de energía produciendo ondas vibratorias en la corteza terrestre, las causas de su origen pueden ser diversas, como la actividad volcánica, fallas geológicas, hundimientos del suelo, sin embargo la mayoría se produce por el movimiento de las placas tectónicas y en materia de ingeniería sísmica es la que representa mayor estudio por el peligro que puede generar en las estructuras.

México es un país que está ubicado bajo el límite de cinco placas tectónicas: Caribe, Pacífico, Norteamérica, Rivera y Cocos, siendo la zona de subducción entre la placa de Cocos y la placa Norteamericana la de mayor interacción y donde se producen la mayoría de epicentros. Los sismos afectan a la costa del Pacifico principalmente los estados de Michoacán, Guerrero, Oaxaca y Chiapas.

El registro sísmico de nuestro país data desde el año de 1906, del cual se tienen registro que el mayor sismo alcanzó una magnitud de 8.2 ocurrido en el año de 1932 sobre las costas de Jalisco y Colima, que se puede comparar con el sismo ocurrido en el año de 1907 registrado al suroeste de Chiapas y afecto principalmente al estado de Oaxaca. El siguiente sismo más grande data del año de 1985 en las costas de Michoacán y que tuvo una magnitud de 8.1, lo recordamos por la gran cantidad de daños y pérdidas humanas en la ciudad de México. Otro sismo que provoco grandes daños fue el que tuvo lugar recientemente en el año 2017 con magnitud de 7.1, pero la historia y estudios de paleosismología nos dice que el sismo de mayor magnitud ocurrió en el año de 1787 en las costas de Oaxaca con una magnitud estimada de 8.6 y abarcó una longitud de 600 kilómetros.

Son los datos estadísticos los que nos permiten determinar la ocurrencia de sismos de gran magnitud, por lo tanto, si quisiéramos conocer la magnitud máxima que puede esperarse en México debemos conocer todos los sismos que se han generado en la zona de subducción del pacifico. Los datos que se tienen registros son muy pocos en términos estadísticos limitándose a cerca de 230 años, entonces el sismo de retorno mayor que se puede esperar hasta ahora puede ser el de magnitud 8.6 que tuvo lugar en el año de 1887.

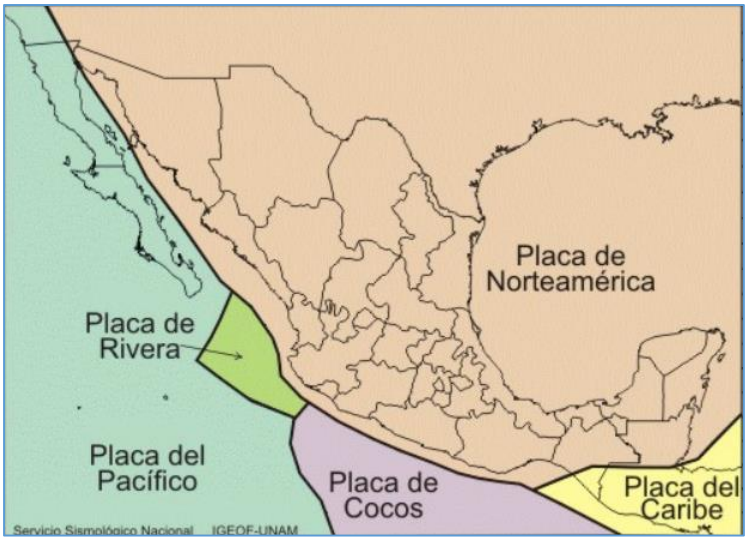


Figura 1.1 Placas Tectónicas en México

La siguiente tabla del servicio sismológico nacional muestra los sismos registrados desde el año de 1990 comparando sus magnitudes [22]:

AÑO	TOTAL DE SISMOS	MAGNITUD							
		No calculable*	0 - 2.9	3 - 3.9	4 - 4.9	5 - 5.9	6 - 6.9	7 - 7.9	8 - 8.9
1990	796	1	12	247	510	24	2	0	0
1991	728	4	2	183	509	29	1	0	0
1992	614	1	4	184	398	27	0	0	0
1993	916	1	47	274	548	40	5	1	0
1994	622	0	20	192	383	24	3	0	0
1995	678	0	17	188	438	26	6	2	1
1996	789	0	8	203	543	32	2	1	0
1997	1019	13	44	388	533	34	6	1	0
1998	1024	2	11	453	532	21	5	0	0
1999	1099	1	12	542	527	11	4	2	0
2000	1052	9	28	463	531	18	2	1	0
2001	1344	9	8	704	585	32	6	0	0
2002	1688	0	4	880	760	40	4	0	0
2003	1323	0	5	728	568	18	3	1	0
2004	1346	0	2	669	639	33	3	0	0
2005	1210	0	1	678	514	17	0	0	0
2006	1355	0	0	792	544	19	0	0	0
2007	1528	0	1	728	764	33	2	0	0
2008	1955	0	4	1154	780	15	2	0	0
2009	2301	0	5	1648	610	37	1	0	0
2010	3462	0	23	2454	954	27	3	1	0
2011	4272	0	44	3357	839	27	5	0	0
2012	5244	1	21	4106	1054	50	10	2	0
2013	5361	0	57	4221	1046	33	4	0	0
2014	7608	1	238	6365	954	42	7	1	0
2015	10946	1	251	9056	1605	30	3	0	0
2016	15547	0	557	13501	1453	29	7	0	0
2017	26363	0	505	21619	4155	80	2	1	1
2018	30193	0	1710	25464	2980	36	2	1	0

Figura 1.2 Principales Sismos Registrados en los últimos años

En las siguientes figuras se muestran la ubicación de los epicentros en México en los años más recientes:

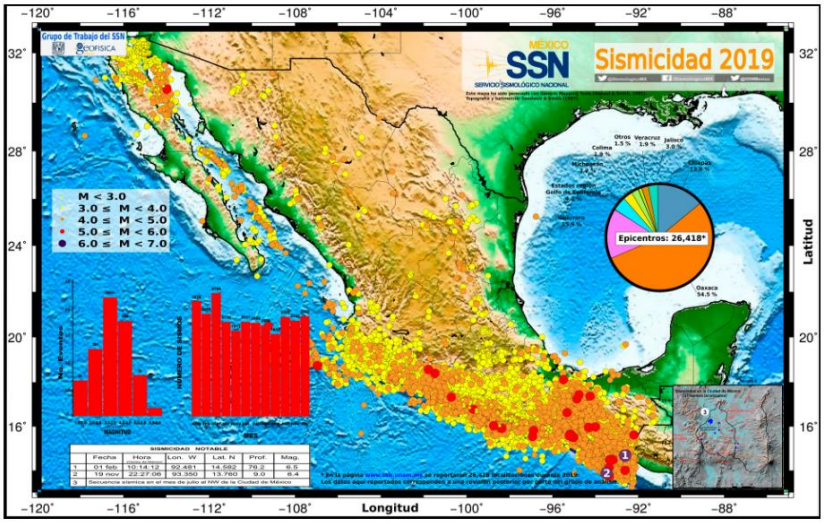


Figura 1.3 Epicentros de Sismos registrados en el 2019 [23]

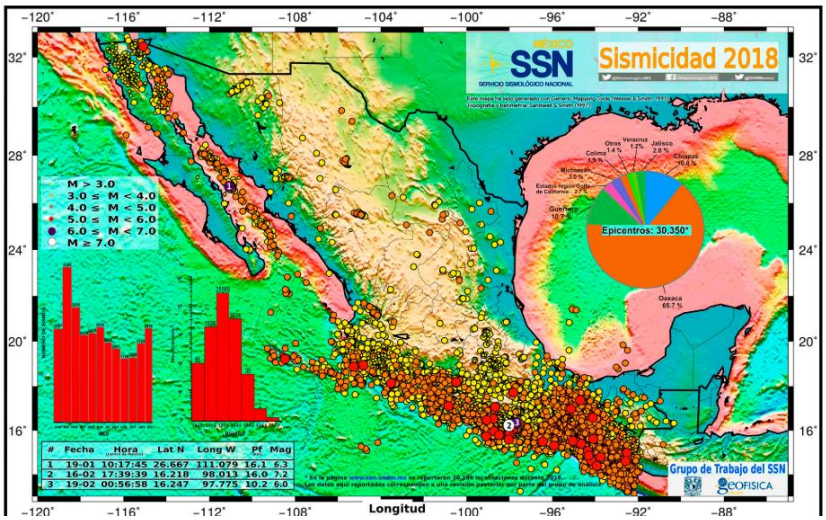


Figura 1.4 Epicentros de Sismos registrados en el 2018 [23]

Por lo cual se tiene la necesidad de diseñar estructuras resistentes, para proteger la inversión económica, o el desarrollo en materia de infraestructura que pueda representar para la ciudad, pero más importante las vidas que se guardan en las edificaciones.

La experiencia en esta materia nos ha enseñado que uno de los principales factores de riesgo en estructuras se deben a la falta de elementos sísmico-resistentes, a la zona sísmica en que se encuentra la estructura, errores constructivos o de diseño, así como la calidad y propiedades de los materiales constructivos y esto se

comprobó en sismos que han dejado huella en la historia de nuestro país, como el sismo de 1985 o más recientemente el de 2017, observando que la decadencia de técnicas y sistemas constructivos merman la resistencia de los edificios.

Por lo que si no podemos predecir a ciencia cierta todas las características que encierra un sismo, como lugar del epicentro, la magnitud de la energía liberada o su ocurrencia, hoy en día si podemos conocer cuando una estructura es más propensa a sufrir daños, por medio de los métodos de vulnerabilidad sísmica.

1.1.- **OBJETIVO Y ALCANCE**

Con el objetivo de reducir el riesgo sísmico y por tanto el daño en edificios, esta investigación busca desarrollar una metodología de vulnerabilidad sísmica que permita evaluar edificios existentes construidos en concreto reforzado.

Al ser Japón uno de los países que más han trabajado en esta materia, será su normativa la base principal de esta investigación, la cual precisamente se especializa en edificios de concreto reforzado, construidos a base de marcos rígidos o muros y en tres niveles de escrutinio, las cuales dependen de la precisión de los resultados que se desean obtener, sin embargo, en esta investigación solo se ocupara del estudio de edificios construidos con marcos rígidos y en los dos primeros niveles de análisis. Por otro lado, también se apoyará en las normas vigentes que tienden a regir en el diseño en nuestro país: las NTC-2017 y en el Capítulo de Diseño por Sismo de CFE MDOC-2015.

La metodología que se planea desarrollar tendrá el propósito de que un ingeniero desde nivel licenciatura pueda utilizarla para evaluar edificios de concreto reforzado construidos a base de marcos rígidos de forma amigable, es decir, sin la utilización de softwares especializados, y además el análisis se podrá realizar en un relativo plazo de tiempo corto, y así sea capaz de determinar si el edificio pueda estar en riesgo sísmico.

Para desarrollar el método de análisis, se partirá por revisar la norma japonesa existente, para después modificar aquellos puntos que mejor se ajusten a la forma de diseño que se emplea en México, como por ejemplo, métodos de análisis o

diseño más usados, factores de carga, cargas de diseño o coeficientes sísmicos. Por otro lado, para facilitar su aplicación se planea realizar una conversión de unidades en los coeficientes de las ecuaciones que utiliza el método japonés al sistema gravitacional, el cual es el que se utiliza en nuestro país.

Finalmente la investigación se complementará con un ejemplo práctico que permita visualizar mejor los resultados y de esta manera poder concluir los puntos positivos que pueda tener esta metodología como también puntos de interés que necesiten ser mejorados con investigaciones futuras, para así crear un método de análisis más completo y reconocido para su uso en el país.

1.2.- MÉTODOS DE EVALUACIÓN

1.2.1.- Métodos de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica para Edificios

Durante los últimos tiempos se han desarrollado diferentes tipos de métodos que pueden medir el riesgo sísmico que tiene una estructura ya existente de acuerdo con la información que se tenga a la mano. Algunos de los más comunes se describen a continuación [6]:

Métodos Empíricos

El propósito de estos métodos es realizar una evaluación de manera muy rápida, generalmente se basan en la experiencia sobre el comportamiento de cierto tipo de estructuras durante el efecto sísmico. Son empleados cuando no se cuenta con mucha información o bien, pueden servir como evaluaciones preliminares. Algunos de los métodos más comunes son:

Las matrices de probabilidad de daño.

Fue un método presentado por Whitman en 1973 y representa un método que mide la relación entre un tipo de estructura y el daño, en general son tablas que expresan la probabilidad de sufrir algún daño tanto en sus elementos estructurales como no estructurales ante un sismo con una intensidad esperada. Sin embargo, debido a

que en este método existen datos incompletos se deben aplicar teorías probabilísticas lo cual puede generar errores en los resultados.

Índices de Vulnerabilidad.

Estos métodos se basan en la inspección de los principales elementos estructurales y no estructurales, con el objetivo de identificar los elementos susceptibles a daño, por lo tanto se cuantifica por medio de relaciones de demanda-capacidad de sus elementos y correlacionados obtenidas por sismos con determinadas características.

Curvas Continuas de Vulnerabilidad.

Fue desarrollado por Sibghal y Kiremidjian en 1996 y son representaciones gráficas de las relaciones entre el movimiento del suelo y el daño esperado en la estructura. Los datos se pueden obtener de forma analítica a partir de observaciones que se realizaron a estructuras después de un sismo.

Algunos de los ejemplos de estos métodos representan el primer nivel de evaluación de algunos métodos analíticos como es el caso del método Japonés en el primer nivel de análisis, o el caso del método FEMA 154.

Métodos Analíticos

Los métodos analíticos son usualmente utilizados para la evaluación en detalle de la vulnerabilidad de un edificio, por lo tanto, permiten realizar estudios con mayor exactitud y ponderaciones más confiables de las características del sismo y los edificios. Algunos ejemplos son los siguientes:

Curvas y Matrices de Daño obtenidas Analíticamente.

Las curvas y matrices se obtienen de análisis computacionales, para lo cual se deben definir los parámetros que caracterizan al sismo y de esta manera realizar el modelo para obtener los datos estadísticos que construyen las curvas y matrices.

Métodos Basados en el Mecanismo de Colapso.

El objetivo de este método es determinar si se formara un mecanismo de colapso y de esta manera establecer el tipo y nivel de daño esperado. Uno de estos métodos es VULNUS, el cual se concentra en estructuras de mampostería principalmente.

Métodos Basados en Espectros de Capacidad.

En este tipo de métodos el comportamiento de una estructura puede evaluarse por medio de la respuesta sísmica del edificio por lo cual sugiere que se obtenga la capacidad y resistencia de ductilidad de la estructura.

Métodos Basados en Desplazamientos.

En estos métodos utilizan los desplazamientos de los entrepisos como indicador fundamental de daño y la representación espectral de un sismo como demanda. Este método se ha desarrollado para marcos de concreto reforzado, y estructuras de mampostería.

Los métodos analíticos más conocidos son el método Japonés (para el segundo y tercer nivel de análisis) o los métodos norteamericanos como el ATC 22 y el FEMA 310.

Evaluación de Edificaciones Post-Sismo.

Esto se refiere a la evaluación que se debe realizar después de un sismo, con el propósito de identificar si algunos elementos estructurales se encuentran dañados y por tanto determinar si existe riesgo para su ocupación. Uno de los métodos más conocidos es la Guía Japonesa para la Evaluación y Rehabilitación Post-sísmica de Edificios de Concreto Reforzado, la cual identifica y cuantifica los daños existentes además propone las medidas necesarias para su restauración. Este método se puede aplicar para edificios de concreto reforzado con menos de 10 niveles.

1.2.2.- Normas Japonesas para la Evaluación de Edificios de Concreto Reforzado

Debido a los daños en edificios provocados por sismos en el siglo pasado en Japón se vio la necesidad de desarrollar un nuevo método de diseño sísmico para garantizar la seguridad de los mismos, así se crearon las Normas para la Evaluación Sísmica y la Guía para el Refuerzo Sísmico de Edificios Existentes siendo publicados en 1990 y 2001 por la Asociación de Prevención de Desastres en Edificios en Japón. Por la experiencia sísmica observada en otros países, en años más recientes estas normas han sido traducidas para participar en proyectos conjuntos de Evaluación Sísmica en Indonesia, México, Perú Turquía y Rumania.

Este método originalmente fue propuesto para analizar la vulnerabilidad de edificios de hasta 8 pisos construidos en concreto reforzado. Su análisis consiste en la comparación de un índice de resistencia que refleja las propiedades del edificio y un índice de demanda que representa las características del sismo.

Uno de los trabajos realizados bajo esta metodología fue hecho en Portugal, en el cual tomaron las bases teóricas presentadas en las Normas de Evaluación Sísmica con las que complementaron con normas de construcción locales y conceptos del Eurocódigo 8 para el Diseño de Estructuras Sismo Resistentes, evaluando el Hospital de Santa Elena.

De este análisis se obtienen conclusiones interesantes, en especial cuando hablamos del índice de demanda sísmica, uno de los principales factores que intervienen en la evaluación de vulnerabilidad, en este trabajo se propone sustituir los coeficientes que dan las Normas Japonesas por el Espectro Sísmico, con la intención de que este último refleje las características más cercanas que pueden presentarse del sitio y sismo de interés. La figura siguiente muestra el espectro sísmico elástico y el espectro sísmico reducido de donde se obtiene el coeficiente de demanda sísmica [17].

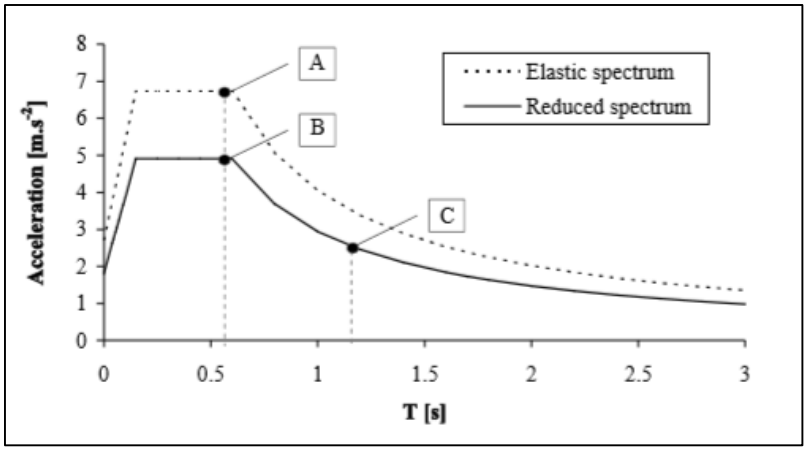


Figura 1.5 Espectro de Diseño tomado para el análisis del índice de Demada

La norma anterior es citada porque sus bases teóricas sirven para desarrollar la metodología de análisis que se tienen por objetivo en esta tesis.

1.3.- MARCO TEÓRICO

Las bases teóricas para desarrollan este trabajo se tomaron de la Norma de Evaluación Sísmica de Japón publicada en el año 2001. El presente capítulo presenta una descripción teórica general de la norma y conceptos necesarios para su estudio y aplicación.

La vulnerabilidad sísmica se refiere a la probabilidad o grado de daños que puede tener una estructura bajo un sismo de características determinadas, en otras palabras, significa analizar cuando cierto tipo de estructuras pueden sufrir más o menor daño aunque se encuentren en un mismo sitio ante la respuesta de un mismo sismo. Por esta razón la vulnerabilidad es una propiedad dada por la misma estructura [7].

Mientras el término peligro sísmico se refiere a la probabilidad de que ocurra un sismo con una intensidad determinada como para provocar daños [7].

Finalmente el riesgo sísmico engloba los términos anteriores, es decir, debe determinar cuándo una edificación es propensa a sufrir algún tipo de daño debido a sus características intrínsecas por el sismo dado.

Es importante también aclarar la diferencia entre diseño y evaluación, la primera es referida al objetivo de crear un edificio nuevo que resista las fuerzas de demanda, para lo cual las solicitaciones están definidas por factores de seguridad que incrementan las fuerzas sísmicas o factores que reducen la resistencia de los elementos estructurales por lado de la seguridad. Mientras la evaluación tiene por objetivo determinar la respuesta del edificio real ante las fuerzas solicitadas, por lo tanto ya no es necesario visualizar el peor escenario posible como en el caso del diseño. La vulnerabilidad sísmica es un método de evaluación.

Las normas de Japón son un procedimiento que tienen como objetivo evaluar la vulnerabilidad sísmica de un edificio para determinar si la estructura se encuentra en peligro ante un sismo en específico.

Siendo necesario aclarar dos puntos importantes, la primera es que los procedimientos y ecuaciones solo pueden ser aplicables para evaluar edificios de concreto reforzado y además están dadas con el sistema internacional de unidades, recordemos que en México lo más común es utilizar el sistema de unidades gravitacional (mks). El segundo punto, es que tan solo edificios de “baja” a “mediana” altura, se pueden analizar mediante esta metodología, por lo cual queda a criterio del proyectista deliberar si puede aplicar este análisis de acuerdo con la altura y el número de pisos del edificio.

Como punto extra es necesario tomar en consideración que para una mejor evaluación es necesario realizar una inspección del edificio y un cálculo estructural, es importante porque a partir de ello se obtiene un par de índices que reflejan las propiedades de la estructura. Estos índices son llamados “índice sísmico estructural (índice de capacidad) I_S” el cual representa el comportamiento los elementos estructurales del edificio e “índice sísmico de elementos no estructurales I_N” que a su vez describe el comportamiento que tienen los elementos no estructurales del edificio como muros divisorios, barandales etc. Sin embargo, el objeto principal de esta investigación es analizar el índice I_S, ya que este es una de las partes principales para obtener la vulnerabilidad sísmica.

Por otro lado, se calcula otro índice que se conoce como índice de demanda I_{SO}, el cual describe el sismo de diseño, ya que está en función de la zona sísmica en donde se encuentra la edificación, de las condiciones del terreno y del uso de la edificación.

El objetivo de esta evaluación y para considerar al edificio como “seguro”, es cumplir con:

$$I_S \geq I_{SO}$$

Para obtener estos índices de realizar la evaluación de vulnerabilidad sísmica existen tres procedimientos conocidos como primer, segundo y tercer nivel de escrutinio. Así que una primera inspección consiste en revisar que las normas se puedan aplicar al edificio que se desea evaluar. Para lo cual es importante escoger el método que mejor se ajuste al edificio, de acuerdo con los elementos que requiere cada nivel de escrutinio y la exactitud con que se quiera hacer el análisis como se describe a continuación:

El primer nivel de escrutinio es el procedimiento más rápido y conservador para evaluar un edificio, mediante este procedimiento es necesario conocer la resistencia de diseño de los materiales y las dimensiones de las secciones transversales que son necesarios para el cálculo de la resistencia de los elementos estructurales. Aunque lo más idóneo sería realizar una visita al edificio, para conocer si existe la presencia de grietas y deformaciones en los elementos estructurales, para de esta forma tener una idea más clara si la edad de la estructura pueda repercutir en su desempeño. Para realizar los cálculos solo es necesario tener los planos arquitectónicos aunque si esto no es posible, basta con realizar un levantamiento en ese momento para conocer las dimensiones de sus elementos estructurales.

El segundo nivel de escrutinio representa una evaluación más detallada que describe mejor cómo se comporta la estructura, dándonos como resultado un índice más confiable y que se apega más a la realidad. Es necesario conocer la resistencia de los materiales y las dimensiones de las secciones transversales para calcular la resistencia de los elementos estructurales. En este caso es totalmente necesario

tener los planos arquitectónicos y estructurales, además de igual manera realizar una visita al sitio para saber si los elementos estructurales tienen grietas y deformaciones considerables que puedan repercutir en el desempeño de la estructura.

1.3.1.- PRINCIPIOS DE LA EVALUACIÓN SÍSMICA

A continuación describiré las ecuaciones y principios que se emplearán para la evaluación sísmica.

Como se ha mencionado, esta evaluación consiste en calcular dos índices, uno que refleja las propiedades del edificio y otro las características del sismo de demanda cuyo objetivo es compararlos y definir si el edificio es seguro o no.

El índice que nos describe las propiedades de la estructura es llamado índice sísmico estructural (índice de capacidad) I_S , y se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$I_s = E_0 * S_D * T \qquad \textit{Ec. 1}$$

Donde:

$E_0 =$ Índice básico estructural.
$S_D =$ Índice de irregularidad.
$T =$ Índice de Tiempo.

Esta ecuación se compone de tres términos, cada uno refleja una propiedad en específico de la estructura; el índice E_0 representa las características mecánicas como la resistencia y deformación de los elementos estructurales en función de un coeficiente de aceleración, mientras que los índices S_D y T que reflejan las propiedades de forma y envejecimiento son factores de reducción, ya que su valor regularmente es igual o menor que 1.

El propósito de la Ec. 1 es obtener la resistencia del edificio, en términos de un “coeficiente de aceleración resistente”.

Para comprender este primer principio debemos tener claros algunos conceptos que se obtienen del diagrama de esfuerzo-deformación convencional, con el fin de identificar los materiales dúctiles y frágiles [21].

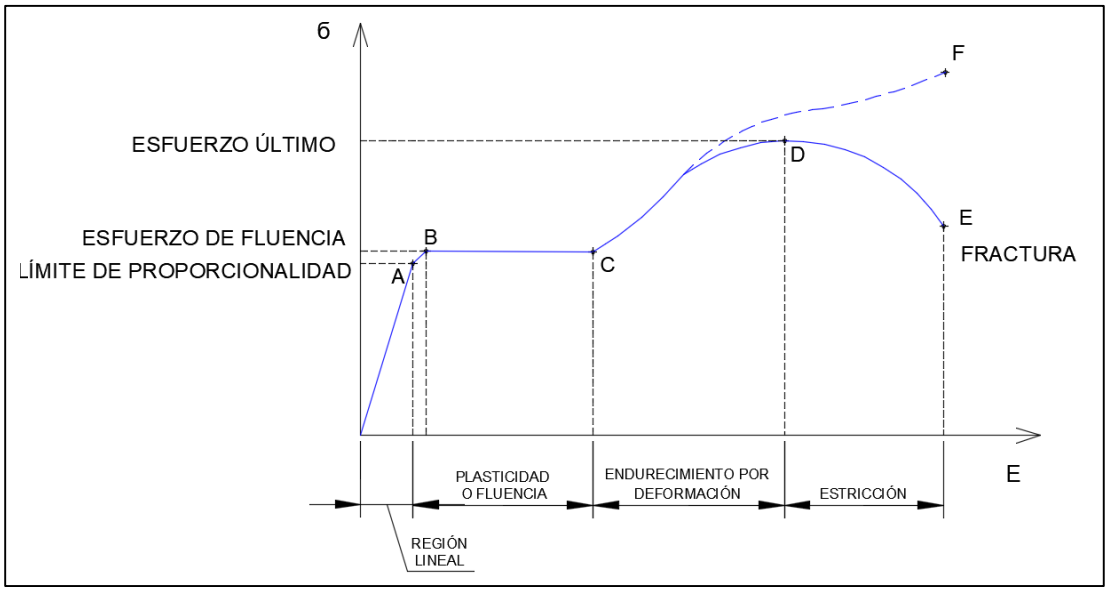


Figura 1.6 Gráfica Esfuerzo-Deformación

La deformación unitaria se define como el cambio de longitud en una línea por unidad de longitud, mientas que el esfuerzo es el cociente entre la fuerza aplicada y el área de la sección transversal.

Debemos recordar que durante el comportamiento elástico el material puede recuperar su forma original cuando se retire su carga y continuar así hasta que alcance el límite elástico. En la zona de fluencia el material tendrá deformaciones permanentes, este punto se alcanza en el esfuerzo de fluencia, estas deformaciones se conocen como deformaciones plásticas. En la zona de endurecimiento por deformación aún puede soportar cierta carga hasta alcanzar el esfuerzo máximo conocido como esfuerzo último. Estos comportamientos se pueden apreciar en la figura anterior. Comprender el diagrama esfuerzo-deformación nos permite identificar cuando estamos tratando con un elemento dúctil o frágil. Los materiales dúctiles permiten grandes deformaciones antes de llegar al esfuerzo último, por su parte, los materiales frágiles aunque regularmente tienen una mayor resistencia se

caracterizan por tener poca o nula fluencia, por lo que no se observar a simple vista cuando estos elementos están por fallar.

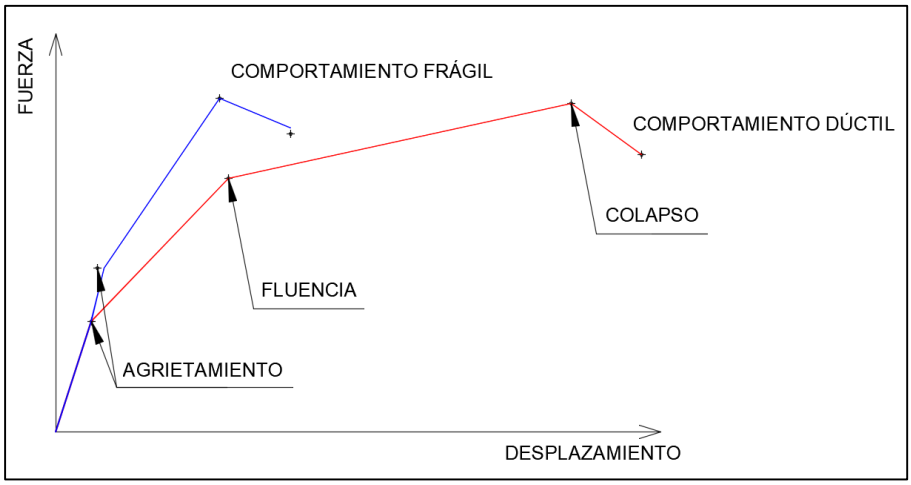


Figura 1.7 Gráfica Comparativa de un Edificio Típico Dúctil y Frágil

La Figura 1.7 muestra el comportamiento esfuerzo-desplazamiento lateral que tiene una estructura simple dúctil y otra frágil [20], en la cual podemos observar el punto del desplazamiento en donde se generaran agrietamientos, por lo que se entiende que la estructura ha sobrepasado su estado límite de servicio; en la zona de fluencia la estructura ya tiene daños considerables, finalmente en el último punto la estructura colapsaría. La curva esfuerzo-desplazamiento real que tiene un edificio, como los puntos en donde se alcanzan los estados límites está en función de los materiales y sistemas estructurales.

Este método de vulnerabilidad estudiado evalúa principalmente la resistencia y desplazamiento, basándose en el comportamiento frágil o dúctil que tienen los edificios de concreto al verse sometidos a sismos, dependiendo del tipo de estructuración, de esta manera el índice E_0 representa este comportamiento, como se observa en la siguiente figura [1]:

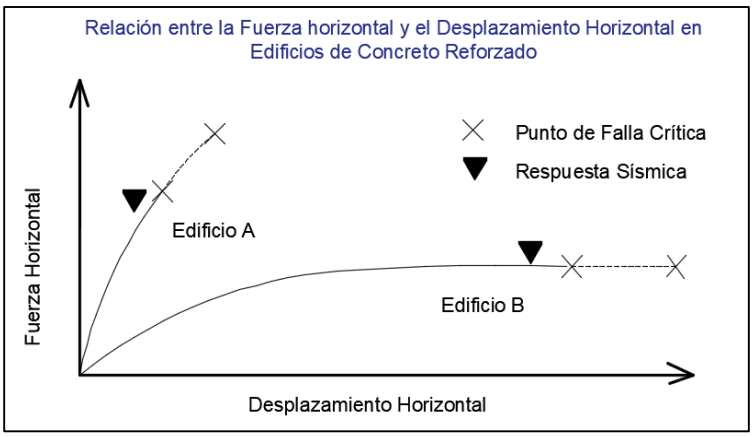


Figura 1.8 Relación entre la fuerza Horizontal y el Desplazamiento Horizontal en Edificios de Concreto Reforzado

En Figura 1.8 podemos observar los dos comportamientos esfuerzo-desplazamiento que puede tener un edificio de concreto reforzado al ser sometidos a fuerzas sísmicas. En el edificio tipo /A/ se asume con muchos muros, por lo que se considera como una estructura resistente pero con poca ductilidad. En cambio el edificio tipo /B/, se asume como una estructura a base de marcos rígidos, y con poca cantidad de muros, por lo tanto se considera como una estructura poco fuerte pero muy dúctil, sin embargo, la esencia de la gráfica es dar cuenta de que las estructuras “resistentes” tienen una falla frágil, a diferencia de las estructuras que son clasificadas como “dúctiles” cuya falla hace referencia a su nombre.

Dentro de la curva se observa que si el máximo desplazamiento está fuera del rango marcado por el punto de la falla critica, la estructura se considera “segura”, en caso de sobrepasarlo el edificio sufrirá daños considerables.

Sin embargo el clasificar al edificio en alguno de estos dos tipos de estructura (tipo A y tipo B) resulta en una clasificación muy sencilla, la realidad es que no se refleja el verdadero comportamiento que se tiene debido a que los edificios regularmente son construidos tanto por marcos rígidos como por muros. Por tanto, teóricamente la curva de la gráfica anterior ya no puede ser válida, así para el tipo de casos en edificios que presentan marcos rígidos con muros:

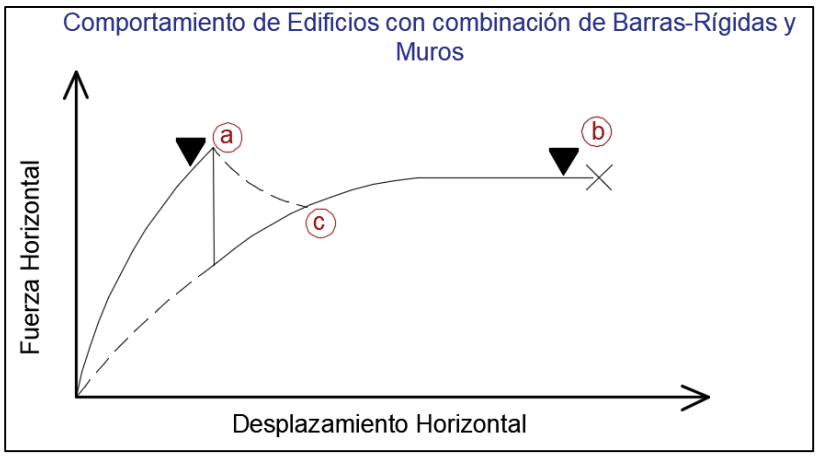


Figura 1.9 Comportamiento de Edificios con combinación de Marcos Rígidas y Muros

La Figura 1.9 [1] nos muestra el comportamiento de un edificio de marcos rígidos con cierto número de muros cuando se le aplica una fuerza horizontal o lateral. Se observa que ha determinada fuerza horizontal los muros alcanzan la fractura en el punto a, y a la disminución de la fuerza lateral, no significa que el muro haya alcanzado su estado límite, ya que en ese momento los marcos rígidos son quienes comienzan a resistir la fuerza lateral mientras aumenta la deformación. Cuando la fuerza alcanza el punto b, es el punto límite de la estructura donde se considera que tanto el sistema de marcos rígidos como la estructura llegan a su límite.

La Figura 1.9 nos ayuda a comprender que los edificios construidos a base de marcos rígidos (vigas y columnas) y con determinada cantidad de muros (como muros divisorios), son sistemas que influyen en el comportamiento del edificio, lo que complica clasificar al edificio en resistente o dúctil como se planteaba al principio. Por lo tanto las normas del método japonés, tratan de describir de una manera más real el comportamiento de los edificios considerando su parte resistente y dúctil a través del índice E_0 como se expresa en la siguiente ecuación:

$$E_0 = (Criterio\ de\ resistencia) \times (Criterio\ de\ Ductilidad) \qquad \text{Ec. 2}$$

El primer término de esta ecuación asume que la resistencia sísmica es soportada únicamente por los muros, ignorando por completo la resistencia que aportan los

marcos rígidos, mientras que el segundo término de la ecuación supone lo contrario, donde ignora la aportación de los muros, por lo tanto la resistencia solo es dada por los marcos rígidos. Así que la mejor manera de considerar la aportación de ambas características de la estructura es suponer un valor medio dado por la siguiente ecuación:

$$E_0 = \sqrt{{E_1}^2 + {E_2}^2} \qquad \text{Ec. 3}$$

Dónde:

$E_0 =$ Índice básico estructural.
$E_1 =$ Resistencia de muros en la estructura.
$E_2 =$ Resistencia de marcos rígidos en la estructura.

Esta ecuación describe matemáticamente mejor a la estructura, ya que sería un error sumar la aportación de E_1 y E_2, como se puede ver en la Ec. 2 significaría un riesgo ya que el valor del índice sísmico estaría sobrevalorado, recordemos que E_0 es la principal variable para obtener el índice de vulnerabilidad, además suponer la respuesta sísmica de esta manera ha dado buenos resultados en la práctica.

Ahora compete describir más a detalle el procedimiento de cálculo de los índices:

1.3.2.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE BÁSICO ESTRUCTURAL E_0

El índice básico sísmico de la estructura E_0 es el índice que evalúa el desempeño sísmico del edificio, el cuál debe ser calculado para cada piso y en cada dirección, tomando en cuenta la resistencia última, el modo de falla y la ductilidad de los elementos estructurales. La ecuación para calcular este índice valor se obtiene de acuerdo con el nivel de análisis que se emplee para revisar el edificio, aunque es el producto del índice de resistencia C, del índice de ductilidad F, y de un coeficiente conocido como factor de modificación de piso-cortante, dado por la siguiente ecuación.

$$\frac{n+1}{n+i}$$ Ec. 4

El factor de piso-cortante (Ec. 4) es el coeficiente describe la variación de la magnitud de las fuerzas sísmicas desde el primer hasta el último piso del edificio, es decir, representaría un procedimiento análogo en la obtención las fuerzas sísmicas para llegar al cortante sísmico.

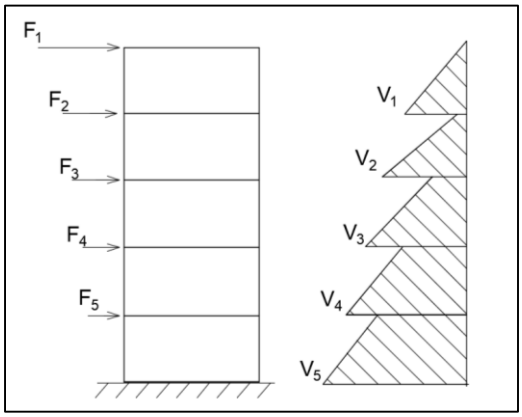


Figura 1.10 Representación de fuerzas y cortantes sísmicos en entrepisos [16]

1.3.3.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE RESISTENCIA C

El índice de resistencia se refiere a la capacidad que tienen los elementos estructurales principalmente muros y columnas a soportar cargas laterales o esfuerzos cortantes que se producen debido a las fuerzas sísmicas. La resistencia se puede determinar mediante procedimientos analíticos que toman en consideración las propiedades geométricas y mecánicas de los materiales que componen el elemento de interés. Los cálculos se obtienen por un modelo matemático que refleja el comportamiento y mecanismo de falla de acuerdo a las pruebas en experimentos.

La norma presenta las ecuaciones necesarias para obtener esta resistencia de sus elementos conforme al nivel de análisis que se emplee. El índice de resistencia se calculará para cada piso del edificio.

1.3.4.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE DUCTILIDAD F

La ductilidad es la propiedad que tienen ciertos materiales para sufrir grandes deformaciones antes de llegar a fracturarse, generalmente estos materiales son capaces de absorber los impactos o la energía, y si llegasen a sobrecargarse, pueden tener grandes deformaciones antes de fallar [21].

Entender este concepto nos sirve para describir los principios del índice de ductilidad en el método, su principal función es definir la capacidad que tienen las columnas y muros para deformarse y así establecer si son elementos frágiles o dúctiles.

Es importante calcular el índice de ductilidad correctamente para cada elemento, ya que de ello dependerá clasificar a la estructura como rígida (la cual tiene una falla frágil) o en dúctil (la cual tiene una falla dúctil), además también juega un papel importante en la obtención del índice sísmico de la estructura, ya que puede aumentar o disminuir su valor (recordemos que el índice sísmico de la estructura representa la resistencia del edificio).

Las gráficas siguientes se obtuvieron después de analizar varios tipos de estructuración y muestran como es el comportamiento de un edificio de acuerdo con el tipo de elementos verticales que predominan en ella.

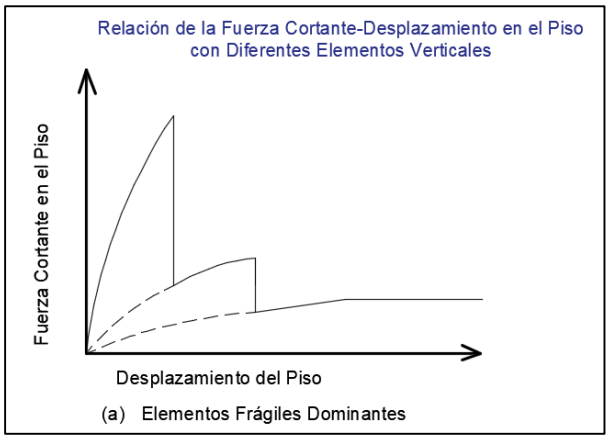


Figura 1.11 Comportamiento de una estructura donde predominan elementos con falla frágil [16]

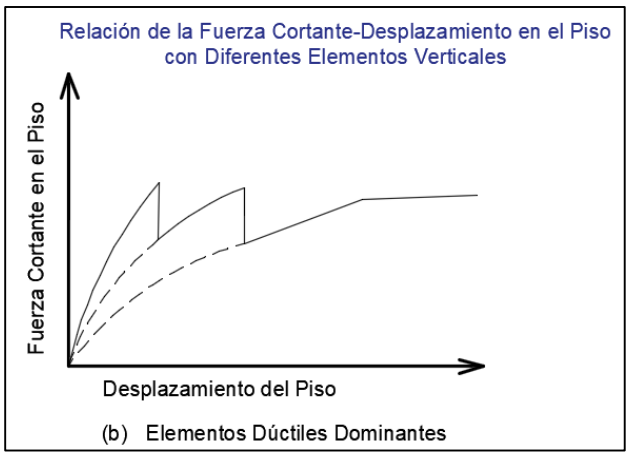


Figura 1.12 Comportamiento de una estructura donde predominan elementos con falla dúctil [16]

Como podemos observar en las figuras anteriores, clasificar al elemento de acuerdo a su tipo de falla depende de dos variables principales: la fuerza a la que se someten y a su capacidad de poder deformarse. Por ello, las normas han realizado otra clasificación de estos elementos, de acuerdo al valor de su máximo desplazamiento relativo (que es función de su deformación) en columnas cortas, muros o columnas cortantes y en muros o columnas flexionantes. La siguiente figura nos muestra los resultados de someter a pruebas estos elementos para definir su desplazamiento relativo tomando en cuenta como base a los elementos considerados como cortantes:

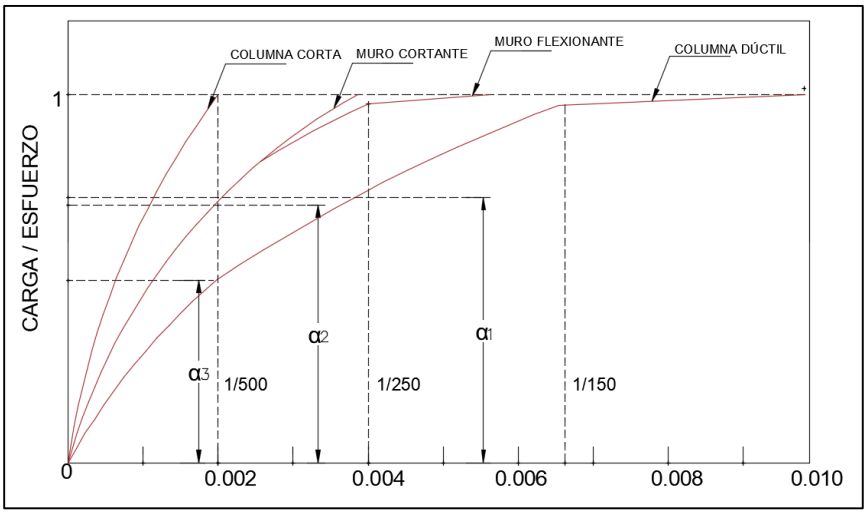


Figura 1.13 Relación de Carga-Deformación de elementos verticales estructurales [16]

En la Figura 1.13 se puede observar el factor de esfuerzo efectivo α, el cual representa un factor de modificación y de diseño que se empleará en el segundo nivel de análisis para obtener el índice básico sísmico de la estructura (Índice de Capacidad), sin embargo, esta última clasificación es independiente de cada nivel de análisis, por lo tanto, se describirá en su apartado correspondiente.

Las normas proporcionan una serie de procedimientos y ecuaciones para obtener el índice de ductilidad dependiendo del nivel de análisis que se utilice.

1.3.5.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE IRREGULARIDAD S_D

Aspectos como la forma, uniformidad, simetría o distribución de las masas influyen en el diseño ya que pueden establecer un mal comportamiento sísmico, por tanto, es importante tomar en consideración este tipo de factores cuando queremos analizar la vulnerabilidad en un edificio, por ejemplo, es necesario que la edificación tenga sistemas estructurales que den rigidez y resistencia en las dos direcciones de análisis, ya que en estas se presentan las fuerzas sísmicas. Una planta simétrica y regular evita que se originen torsiones de magnitud considerable, de la misma manera, una forma regular en elevación evita amplificaciones locales, por otro lado, debe existir uniformidad en la resistencia y rigidez de los diferentes elementos estructurales debido a que la capacidad de disipación de energía de la estructura depende de que estos elementos lleguen al punto de fluencia de manera simultánea.

El índice de irregularidad S_D es el factor que modifica al índice E_0, tomando en consideración estos factores de forma de acuerdo con las plantas, alzados y cortes de la estructura, además de la distribución de la rigidez y masa en cada entrepiso. El procedimiento para calcular el índice de irregularidad dependerá del nivel de análisis que se emplee para analizar el edificio.

1.3.6.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE TIEMPO T

El índice de tiempo T es un factor que modifica al índice E_0, pero este toma en consideración los efectos que se han desarrollado por la vida útil de la estructura

como las grietas, deflexiones, y el envejecimiento para el desempeño de la misma, su cálculo depende del nivel de análisis.

1.3.7.- PRINCIPIOS DEL ÍNDICE DE DEMANDA I_{SO}

Recordemos que el movimiento sísmico se transmite al edificio por medio de su base, la cual, tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que la masa del edificio se opone a este desplazamiento, generando fuerzas de inercia, que pueden comprometer la integridad de la estructura.

Estos movimientos sísmicos son originados por la liberación de energía que se propaga desde el epicentro por medio de ondas que hacen vibrar a la corteza terrestre. Por medio de los acelerogramas se pueden definir la aceleración máxima en función de la gravedad, duración del movimiento y frecuencias. Con los datos recabados y los estudios geológicos se han identificado las zonas con mayor ocurrencia de sismos, o bien donde existen fallas tectónicas que los originan, la magnitud del sismo dependerá de cada zona, sin embargo, el movimiento de la superficie en un sitio dado puede verse afectado por efectos geológicos, topográficos y propios de la rigidez del suelo, los cuales son conocidos como efectos locales, por ejemplo, los estratos de suelo blando pueden aumentar la intensidad sísmica que en los terrenos firmes.

Pues bien, el índice I_{SO} representa estas propiedades del sismo, en términos sencillos, expresa el coeficiente de aceleración máxima, el cual depende de la zona sísmica y efectos locales del sitio de interés, incluso por la importancia y uso que se designe al edificio.

Una manera de obtener estas aceleraciones es por medio de un espectro sísmico, el cual de manera intrínseca considera todos estos datos y aunque no se cuenta con suficientes registros, se construyen por medio de métodos probabilísticos, dando buenos resultados. Con el espectro sísmico se puede determinar el índice I_{SO} como la demanda que debe resistir el edificio.

CAPÍTULO 2.- DESCRIPCIÓN DE LAS NORMAS PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO EXISTENTES

2.1.- **METODOLOGÍA DE ANÁLISIS**

Las normas japonesas para la Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica nos proporcionan tres niveles de análisis sísmicos, elegir el apropiado depende de los datos con que cuenten el proyectista así como la exactitud de los resultados que se deseen obtener. Sin embargo, en este trabajo tan solo se describirán los procesos que se deben seguir para obtener el análisis correspondiente al primer y segundo nivel de análisis y además se dirige en las edificaciones que tienen una estructuración de tipo marcos rígidos de concreto reforzado.

2.2.- **CÁLCULOS PRELIMINARES**

El primer paso del procedimiento consiste en realizar una serie de cálculos preliminares que servirán de base para los análisis posteriores.

En primer lugar es necesario realizar la bajada de cargas, donde se toma en consideración la carga muerta más la carga viva accidental (considerada para sismos), la cual debe estar dada por unidad de área. Las normas proponen un valor de carga promedio igual a $w = 12\ KN/m^2$ para usar como valor de carga unitaria de diseño.

Después se requiere determinar el peso de cada piso del edificio, que se calculará multiplicando área total del piso por la carga unitaria de diseño.

El siguiente paso es obtener el peso tributario por columna, multiplicando el área tributaria de cada columna por la carga unitaria de diseño.

Es necesario aclarar que este método representa un modelo discreto, es decir, solo tomará en consideración la masa más significativa de la estructura, la cual corresponde a la masa de la losa, por lo tanto, a manera de simplificación se puede

despreciar la masa de las columnas, y considerar la masa de las trabes como propia de la losa, permitiendo realizar el procedimiento de manera más eficiente.

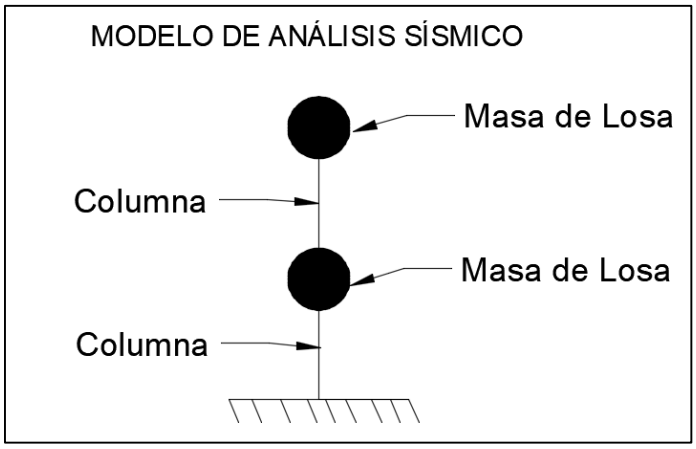


Figura 2.1 Modelo discreto de análisis sísmico

2.3.- VULNERABILIDAD SÍSMICA POR EL PRIMER NIVEL DE ANÁLISIS

Como se ha descrito, el primer nivel de análisis es el procedimiento más simple y conservador, así que para su desarrollo solo será necesario contar con la resistencia a compresión del concreto y las dimensiones de las secciones transversales de muros y columnas, para este caso se dan valores predeterminados de ductilidad para los elementos estructurales.

2.3.1.- Índice básico estructural E_0

En el primer nivel de análisis el primer paso es clasificar los elementos verticales estructurales dentro de una de las categorías que se presentan en la tabla siguiente; esto nos permitirá determinar el tipo de falla más propensa (frágil o dúctil) que pueden tener estos elementos. El índice E_0 se debe calcular para cada piso y en cada dirección de análisis.

Tabla 2.1. Clasificación de los elementos verticales para el primer nivel de análisis

Clasificación de los Miembros Verticales	
Miembro Vertical	**Definición**
Columna	Columnas donde: $\frac{h_0}{D} > 2$
Columna extremadamente corta	Columnas donde: $\frac{h_0}{D} \leq 2$
Muro	Muros (incluídos aquellos sin confinamiento)

Donde:

$h_0 =$ Altura libre de la columna.
$D =$ Peralte de la columna de acuerdo con la dirección de análisis.

El índice básico estructural se debe calcular usando las ecuaciones Ec. 5 y Ec. 6, y su resultado será el valor mayor de estas ecuaciones.

En caso de que el piso consista de columnas extremadamente cortas, el índice E_0 se obtendrá de la Ec. 6, además de realizar el análisis a estas columnas conocido como “elementos primarios de segunda clase”, que se describe en el ANEXO 1. ELEMENTOS PRIMARIOS DE SEGUNDA CLASE.

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i}(Cw + \alpha 1 Cc) * Fw \qquad \text{Ec. 5}$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i}(Csc + \alpha 2 Cw + \alpha 3 Cc) * Fsc \qquad \text{Ec. 6}$$

Donde:

$n =$ Número de pisos del edificio.
$i =$ Número de piso para evaluar, donde el primer piso es enumerado como 1 y el piso máximo como n.
$C_w =$ Índice de resistencia de muros, calculado con la Ec. 7.
$C_C =$ Índice de resistencia de columnas, calculado con la Ec. 8.

C_{SC} = Índice de resistencia de las columnas extremadamente cortas, calculadas con la Ec. 9.
α_1 = Factor de esfuerzo efectivo de las columnas para la última deformación de muros, el cual puede ser tomado como 0.7, el valor debe ser de 1.0 en caso de que $C_W = 0$.
α_2 = Factor de esfuerzo efectivo de muros en la última deformación de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como 0.7.
α_3 = Factor de esfuerzo de columnas en la última deformación de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como 0.5.
F_W = Índice de ductilidad de muros (índice de ductilidad de columnas en caso de que C_W sea cercano o igual a 0, el cual debe ser tomado como 1.0.
F_{SC} = Índice de ductilidad de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como 0.8.

La Ec. 5 solo toma la aportación de los elementos muros y columnas, (lo cuales pueden ser dúctiles), mientras que la Ec. 6 ya considera la aportación de las columnas cortas, (elementos frágiles), por lo tanto, al tomar el resultado mayor de estas ecuaciones como el índice básico estructural (Índice de Capacidad), tratamos de representar mejor el comportamiento que tiene la estructura, es decir, si es frágil o dúctil. Si lo consideramos de manera contraria, es decir, tomar el resultado menor como E_0 estaríamos reduciendo la resistencia de la estructura, pudiendo tener como consecuencia que los resultados arrojen que la estructura sea “no segura”, cuando en realidad lo sea, o viceversa.

Estas ecuaciones están en función de los denominados índices de resistencia y ductilidad, por lo tanto a continuación se describe su método de cálculo.

2.3.2.- Índice de Resistencia C

El índice de resistencia para cada elemento vertical estructural se obtiene mediante las siguientes ecuaciones, para lo cual es necesario conocer el área de la sección transversal de los muros y columnas, recordemos que estas ecuaciones están dadas en el sistema internacional de unidades.

Índice de Resistencia de Muros:

$$Cw = \frac{tw1 * Aw1 + tw2 * Aw2 + tw3 * Aw3}{\Sigma W} * Bc \qquad \textit{Ec. 7}$$

Índice de Resistencia de Columnas:

$$Cc = \frac{tc * Ac}{\Sigma W} * Bc \qquad \textit{Ec. 8}$$

Índice de Resistencia de Columnas Extremadamente Cortas:

$$CSc = \frac{tsc * Asc}{\Sigma W} * Bc \qquad \textit{Ec. 9}$$

Factor B_c

$$Bc = \frac{Fc}{20} \text{ si Fc} \leq 20 \qquad \textit{Ec. 10}$$

$$Bc = \sqrt{\frac{Fc}{20}}\ si\ Fc > 20 \qquad \textit{Ec. 11}$$

Donde:

$\tau_{W1} =$ Promedio del esfuerzo cortante en el último estado de muros confinado con dos columnas, el cual puede ser tomado como $3\ N/mm^2$.
$\tau_{W2} =$ Promedio del esfuerzo cortante en el último estado de muros confinado con una columna, el cual puede ser tomado como $2\ N/mm^2$.
$\tau_{W3} =$ Promedio el esfuerzo cortante en el último estado de muros sin confinamiento, el cual puede ser tomado como $1\ N/mm^2$.
$\tau_C =$ Promedio del esfuerzo cortante en el último estado de columnas, el cual puede ser tomado como $1\ N/mm^2$ o $0.7\ N/mm^2$ en caso de que la relación h_0/D sea mayor que 6.
$\tau_{SC} =$ Promedio del esfuerzo cortante en el último estado de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como $1.5\ N/mm^2$.
$A_{W1} =$ Área total de la sección transversal de muros confinados con dos columnas en el piso y la dirección efectiva de estudio (mm^2).
$A_{W2} =$ Área total de la sección transversal de muros confinados con una columna en el piso y la dirección efectiva de estudio (mm^2).

A_{W3} = Área total de la sección transversal de muros sin confinamiento de columnas en el piso y dirección efectiva de estudio (mm^2).
A_C = Área total de la sección transversal de columnas (mm^2) en el piso de estudio, donde el área de las columnas que confinan los muros, ya sea de una o dos columnas que confinen, deben ser omitidas en el cálculo.
A_{SC} = Área total de la sección transversal de columnas extremadamente cortas en el piso de estudio (mm^2).
ΣA_f = Área total del piso de estudio (m^2).
ΣW = Peso total (Considerando la carga muerta y la carga viva accidental) del piso de estudio, el cual puede ser estimado aproximadamente suponiendo una carga unitaria del piso igual a $12\ KN/m^2$.
F_C = Esfuerzo de compresión del concreto (N/mm^2), el cual puede ser tomado como el especificado en el diseño del esfuerzo de compresión, en caso de no tener una inspección especial, pero este valor no debe exceder de $20\ N/mm^2$.

Si se realiza una simplificación en las Ec. 7, Ec. 8 y Ec. 9 se llega a una fuerza que divide una masa, por lo tanto una aceleración. Esta aceleración dividida entre la gravedad es lo que denominaremos como “coeficiente de aceleración resistente” y representa la resistencia bruta de cada elemento vertical, que es el principal término del índice I_S. Este coeficiente de aceleración resistente solo está dado para la masa de la losa, es decir, aquí observamos el papel que juega la masa del piso, ya que a un sistema de entrepiso más ligero, podemos tener un coeficiente mayor, caso contrario, si la masa aumenta. Por lo que resulta beneficioso emplear sistemas de losa ligera.

El concepto de “coeficiente de aceleración resistente” se refuerza porque dentro de la ecuación se considera implícitamente el esfuerzo resistente de cada elemento vertical (columna o muro). Las normas proponen valores de esfuerzo resistente τ_W , τ_C, y τ_{SC} predeterminados por pruebas de laboratorios y representan así la resistencia promedio para muros, columnas y columnas cortas respectivamente.

Finalmente el coeficiente B_c es el representa la aportación de la resistencia a compresión del concreto del elemento vertical.

Es importante recalcar que el índice de resistencia debe ser calculado para cada elemento vertical que se considere estructural, por tanto, el índice del piso será la suma de todos los índices que conformen dicho piso.

2.3.3.- Índice de Ductilidad F

Dentro de la obtención de la resistencia sísmica, el índice de ductilidad representa un coeficiente de modificación que está en función de la capacidad de deformación de los elementos estructurales, por lo que si el elemento en revisión tiene mala capacidad de deformación, su resistencia se verá disminuida por el índice F.

Para efectos prácticos, las normas consideran en este nivel de análisis los valores propuestos en la tabla siguiente, castigando tan solo a las columnas extremadamente cortas debido a que son consideradas como elementos con falla frágil. Mientras que los muros y columnas son consideras como elementos con falla dúctil.

Tabla 2.2. Valores de índice de ductilidad F para el primer nivel de análisis

Índice De Ductilidad para El Primer Nivel de Análisis	
Miembro Vertical	**Índice de Ductilidad F**
Columna: $\frac{h_0}{D} > 2$	1
Columna Extremadamente corta: $\frac{h_0}{D} \leq 2$	0.8
Muro	1

2.3.4.- Índice de Irregularidad S_D

Para el primer nivel de análisis el índice de irregularidad solo tomara en consideración las características de regularidad de la planta arquitectónica y uniformidad de la altura de cada entrepiso. Este índice se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$S_{D1} = q_{1a} * q_{1b} * \ldots * q_{1j} \qquad \text{Ec. 12}$$

Dónde:

$$q_{1i} = \lfloor 1 - (1 - G_i) * R_{1j} \rfloor \ldots\ldots\ldots i = a, b, c, d, e, f, i, j \quad \text{Ec. 13}$$

$$q_{1i} = \lfloor 1.2 - (1 - G_i) * R_{1j} \rfloor \ldots\ldots\ldots i = h \quad \textit{Ec. 14}$$

Los valores de los coeficientes G_i y R_{ij} son dados por la siguiente tabla:

Tabla 2.3. Valores para calcular índice de Irregularidad el primer nivel de análisis

Clasificación y Valores para G Y R						
			Gi (Grado)			R (Factor de ajuste)
			1	0.9	0.8	R1i
Balance Horizontal	a	Regularidad	Regular a1	Regular cercano a2	Irregular a3	1
	b	Relación de aspecto de la planta	b<=5	5<b<=8	8<b	0.5
	c	Parte estrecha	0.8<=c	0.5<=c<0.8	c<0.5	0.5
	d	Junta de expansión	1/100<=d	1/200<=d<1/100	D<1/200	0.5
	e	Buen-estilo de área	e<=0.1	5<e<=8	0.3<e	0.5
	f	Excentricidad del buen-estilo de área	f1<=0.4 y f2<=0.1	f1<=0.4 y 0.1<f2<=0.3	0.4<fi o 0.3<f2	0.25
	g					
Balance en Elevación	h	Planta de Sótano	1.0<=h	0.5<=h<1.0	h<0.5	0.5
	i	Uniformidad altura de piso	0.8<=I	0.7<=I<0.8	I<0.7	0.5
	j	Planta Débil	No hay planta débil	Planta débil	Excentricidad en la planta débil	1
	k					
Excentricidad	l	Excentricidad	No aplica			
	m					
Rigidez	n	(Rigidez/masa) Coeficiente del piso superior e inferior	No aplica			
	o					

La tabla anterior muestra todos los puntos y valores que deben tomarse en cuenta para el primer nivel de análisis. Los cuales deben ser revisados para cada piso, a donde el valor mínimo que resulte del análisis en cada punto deberá ser aplicado para todos los pisos.

2.3.5.- Descripción de los Valores del Índice de Irregularidad

A continuación se presenta los procedimientos para obtener los valores a-j:

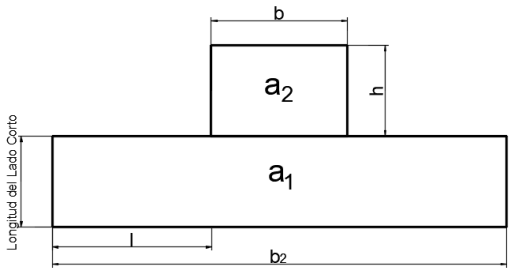
a) Regularidad

Se define como a_1 cuando el balance estructural es bueno, y el área de una proyección no es mayor que el 10% del área total de la planta.

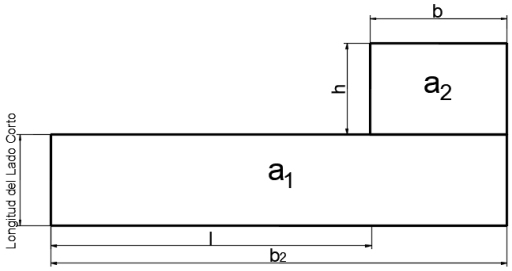
Se define como a_2 cuando el balance estructural es menor que a_1, o el área de una proyección no es mayor que el 30% del área total de la planta con tipo L, T o U.

Se define como a_3 cuando el balance estructural es menor que a_2, o el área de una proyección es mayor que el 30% que el área total de la planta tipo L, T O U.

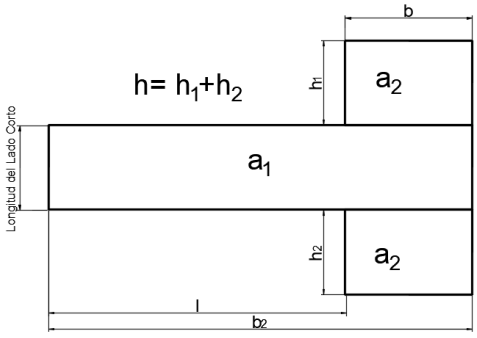
Si el cociente (h/b) es menor que 1/2, puede no tomarse en cuenta en este punto. La proyección debe ser definida como la "parte menor de la planta", mientras que la parte mayor restante como la "proyección de la planta". Las siguientes figuras muestran los casos más comunes:



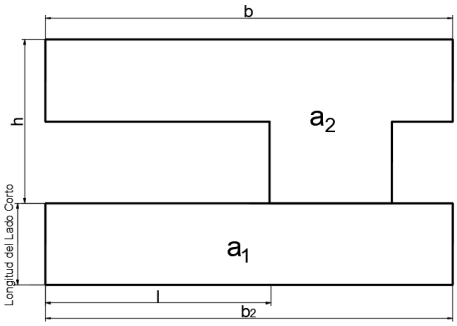
(a)



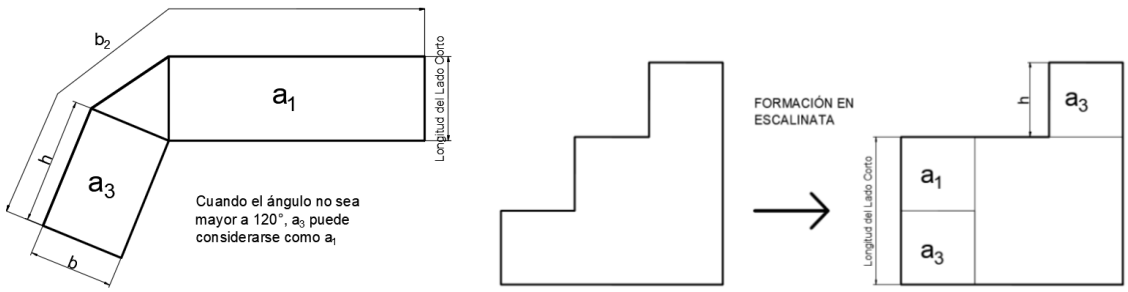
(b)



(c)



(d)



(d) (e)

Figura 2.2 Regularidad de Plantas

b) Coeficiente la planta

Se define como $b = (\text{longitud del lado largo}/\ \text{longitud del lado corto})$, en caso de que la planta no sea rectangular, la longitud del lado largo puede ser tomada ignorado "la proyección" cuando el área de la proyección sea menor que el 10% del área total de la planta, de otra manera, este debe ser tomado como el valor más largo de $b_1 = 2l$ y b_2 como se muestra en los diagramas anteriores. En caso de que la planta tenga una forma(d) y no forma una "proyección", la longitud del lado más largo debe ser tomada como la longitud del lado largo. En caso de una formación en la planta de tipo "escalinata", la longitud del lado corto debe ser definida del área equivalente rectangular con la misma longitud del lado largo. Véase la Figura 2.2 Regularidad de Plantas

c) Parte "Estrecha"

Se define como $c = D_1/D_0$, este punto debe ser considerado para edificios con plantas como las que se presentan en los diagramas (1) y (2) de la Figura 2.3 que presentan partes estrechas. Por su lado, los edificios cuyas plantas son similares a (3) y (4) de la Figura 2.3 no tienen partes estrechas. En caso de (2), los factores de reducción de balance estructural y parte estrecha deben ser evaluados para cada caso y el peor de estos factores debe adoptarse en la evaluación final.

.

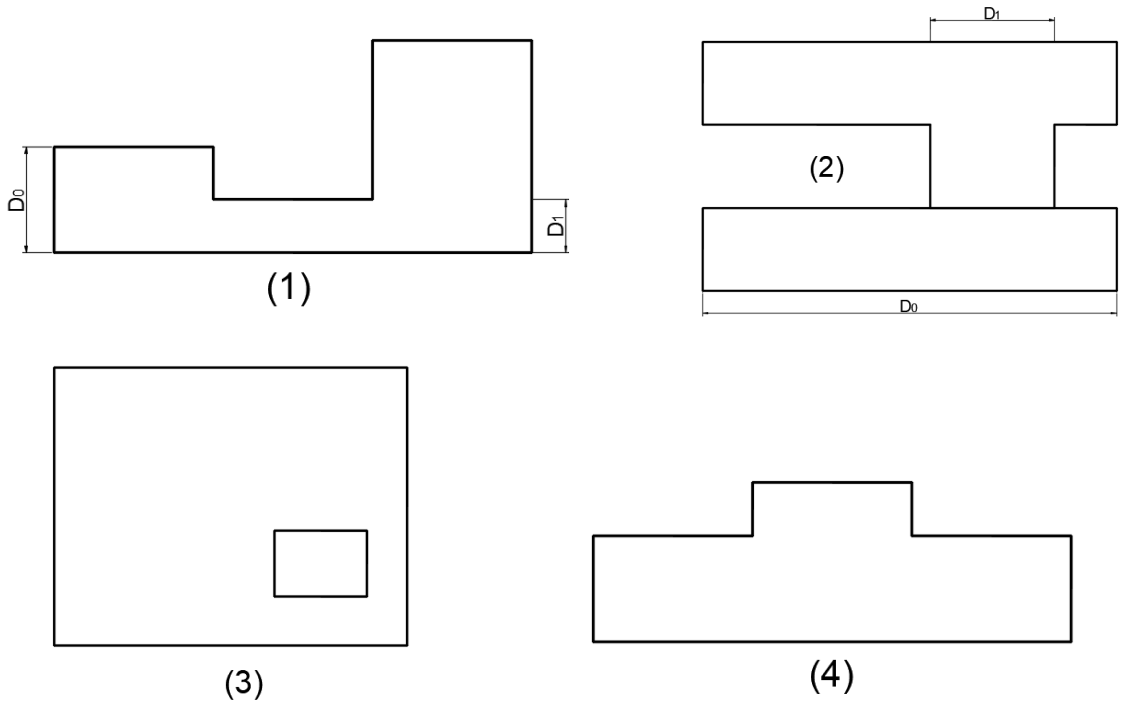


Figura 2.3 Parte Estrecha

d) Junta de Expansión o Junta Constructiva

Se define como d = (anchura libre de la junta constructiva dividida entre la altura proveniente de la base de la junta constructiva).

Para el caso de edificios conectado con juntas constructivas, se debe aplicar un método de análisis por zonificación, es decir, que cada zona se debe revisar independientemente.

e) Buen estilo de área o "Doble Altura"

Se define como e = (doble altura dividido entre el área total del piso). La doble altura es el cuarto o el espacio de extensión terminado en dos pisos o más. Sin embargo, si esta área está rodeada por muros de concreto reforzado, no puede ser considerado como doble altura. La siguiente figura muestra un ejemplo:

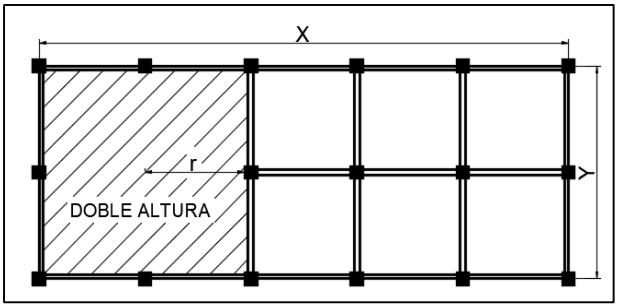


Figura 2.4 Planta de "Doble Altura"

f) Excentricidad de la "Doble Altura"

Se define como $f_1 =$ (distancia entre el centro del área del piso y el centro de la doble altura / la longitud del lado corto de un edificio) = r/y .

$f_2 =$ (Distancia entre el centro del área del piso y el centro de la doble altura / la longitud del lado largo de un edificio) = r/x.

Las distancias para obtener las variables para las ecuaciones se pueden obtener tomando como referencia Figura 2.4 Planta de "Doble Altura".

h) Planta de Sótano

Se define como $\mathrm{h} =$ (área del sótano entre el área del edificio).

i) Uniformidad de la altura del Piso

Se define como $\mathrm{i} =$ (altura del piso superior inmediato / altura del piso en estudio). En caso del último piso, la altura del piso inferior es sustituida del piso superior dentro de la ecuación.

j) Planta Flexible

En caso de que el edificio tenga elementos tipo columnas esbeltas o columnas que carguen muros (planta flexible) y estén localizadas excéntricamente, el piso se debe considerar como "planta débil excéntrica". No se incluyen los marcos resistentes de momento.

En caso de que se tenga excentricidad en la planta débil, puede ser juzgada como una forma en que la deformación de la planta sería mayor debido a la excentricidad, así que debe tomar el valor de 0.8. En caso contrario, en que la deformación de la

planta débil no sea mayor debido a la restricción de los muros continuos se toma el valor de 0.9.

2.3.6.- Índice de tiempo T

El índice de tiempo T para el primer nivel de análisis será determinado mediante la inspección según la Tabla 2.4 A dónde el valor mínimo de T que resulte de la columna (3) se tomará como el índice de tiempo de la estructura, recordemos que indica el coeficiente de reducción en materia del deterioro de la estructura.

Tabla 2.4. Valores para calcular índice de tiempo el primer nivel de análisis

Índice de tiempo para el Primer Nivel de Análisis			
Puntos a considerar	**Grado**	**Valor T**	**Puntos a ser revisado para el Segundo Nivel de Análisis**
Deflexión	Inclinación de un edificio o se observan asentamientos evidentes.	0.7	Grietas estructurales y deflexión
	Relleno sanitario o campo de agricultura.	0.9	
	Se puede visualizar una deflexión de viga o columna.	0.9	
	No corresponde a las anteriores	1	
Grietas en muros y columnas	Se puede observar oxidación en el acero de refuerzo.	0.8	Grietas estructurales y deflexión
	Se aprecian grietas a 45°	0.9	
	Existen gran cantidad de griestas en muros exteriores.	0.9	
	Se observan las varillas, pero no están oxidadas.	0.9	
	No corresponde a las anteriores	1	
Experiencia en incendios	Hay señal de incendios.	0.7	Grietas estructurales y delfexión. Deterioramiento y envejecimiento.
	Se han presentado incendios, pero no hay evidencia.	0.8	
	No se han presentado incendios.	1	
Uso	Ha estado expuesto a quimicos	0.8	Deterioramiento y envejecimiento.
	No corresponde a las anteriores	1	
Edad del edificio	30 años o más	0.8	Deterioramiento y envejecimiento.
	20 años o más	0.9	
	19 años o menos	1	
Condiciones Finales	Se observan grietas significativas en acabados exteriores, debido al envejecimiento del edificio.	0.9	Deterioramiento y envejecimiento.
	Se observan grietas significativas y deterioramiento en acabados interiores	0.9	
	No existen problemas	1	
	T=		

2.3.7.- Índice Sísmico de la Estructura I_S

Finalmente el índice I_S representará el coeficiente de aceleración resistente de la estructura tomando en cuenta los índices de reducción, en adición será el valor que se comparará con el índice de demanda. El índice I_S se debe calcular para cada

piso y en cada dirección de análisis, para el primer nivel de análisis se obtendrá por medio de la ecuación:

$$I_s = E_0 * S_D * T \qquad \text{Ec. 1}$$

2.4.- VULNERABILIDAD SÍSMICA POR EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS

El segundo nivel de análisis representa un método más exacto asemejando mejor el verdadero comportamiento de la estructura, para lo cual ya toma en consideración las facultades reales de cada elemento estructural vertical; sin embargo, este nivel sigue tomando cuenta tan solo de los miembros verticales, descartando la aportación que pudieran tener las vigas en el índice de resistencia, por lo cual, se basa en la hipótesis de que las vigas son elementos con gran rigidez y por tanto no deformables.

2.4.1.- Índice básico estructural E_0

Para este nivel de análisis, los elementos verticales también deben ser clasificados de acuerdo con la Tabla 2.5 Aquí los elementos se clasificarán de acuerdo a sus propiedades.

Tabla 2.5. Clasificación de los Elementos Verticales para el Segundo Nivel de Análisis

Clasificación de los miembros verticales basados en los modos de falla:	
Miembros Verticales	**Definición**
Muro de Cortante	Muros cuya falla cortante procede de la fluencia .
Muros Flexionante	Muros cuya fluencia flexionante procede de la falla cortante.
Columna Cortante	Columnas cuya falla cortante procede de la fluencia flexionante. Excepto columnas extremadamente frágiles.
Columna Flexionante	Columnas cuya fluencia flexionante procede de la falla por cortante.
Columna extremadamente Frágil	Columnas donde: $\frac{h_0}{D} \leq 2$ y su falla por cortante procede de la fluencia flexionante.

En esta clasificación se relacionan nuevos conceptos como el muro de cortante, el muro flexionante, la columna cortante y la columna flexionante, los cuales han sido clasificados de acuerdo a sus propiedades y modo de falla.

Cuando el modo de falla no se puede detectar a simple vista por el proyectista, será necesario calcular en primero la fuerza cortante en el momento último Q_{mu} y la fuerza cortante última Q_{su}. En caso de que Q_{mu} sea mayor que Q_{su} el elemento se clasificará como “falla cortante”; y en caso de que Q_{su} sea mayor que Q_{mu} el elemento se clasificará como “falla flexionante”.

El índice básico sísmico estructural E_0, se calculará empleando el índice de resistencia, el índice de ductilidad y el factor de esfuerzo efectivo, tomando en cuenta la diferencia de la rigidez lateral de los miembros.

El índice de esfuerzo efectivo debe ser tomado de la Tabla 2.6, por otra parte el índice de resistencia acumulativo C_T, es definido como la suma de los índices de resistencia C, correspondiente a su clasificación de acuerdo con el índice de ductilidad y multiplicado por el factor de piso-cortante.

El factor de esfuerzo efectivo, solo debe ser tomado en cuenta en caso de que la deformación de fluencia del elemento de interés sea mayor que la deformación última que se está considerando, para el caso del índice de resistencia acumulativo C_T. Además la contribución de la resistencia se debe omitir en caso de que el índice de ductilidad de un miembro sea menor que la deformación última dada para el cálculo.

En este nivel de análisis, el índice básico estructural E_0 será el valor mayor que resulte de las ecuaciones Ec. 15 y Ec. 16, con la limitación del índice de ductilidad menor proveniente de la evaluación de los elementos primarios de segunda clase.

2.4.1.1.- Índice Básico Sísmico Estructural por Ductilidad-Dominante

Para la consideración de la estructura con el criterio de ductilidad dominante se deben reclasificar los miembros verticales en tres grupos o menos, de acuerdo con su índice de ductilidad menor, considerando los siguientes criterios: todos los miembros del primer grupo deben tener un índice de ductilidad mayor o igual a 1, mientras que los miembros que se clasifiquen dentro del tercer grupo, su índice de ductilidad debe ser menor al índice de ductilidad correspondiente a la deformación última del piso (se describe más adelante), para lo cual, cualquier agrupación de miembros que pueda ser adoptado, el índice E_0 debe ser evaluado como el máximo, además, el índice de ductilidad mínimo de los miembros verticales debe ser usado en cada grupo.

La clasificación de los grupos queda establecida a criterio del proyectista, incluyendo el número total de grupos así como establecer el grupo al que pertenecerá cada elemento estructural. Se recomienda que se realicen varias propuestas, a fin de que el índice Eo sea tomado como el mayor de todas las posibles propuestas.

El índice básico estructural Eo calculará con la siguiente ecuación:

$$Eo = \frac{n+1}{n+i}\sqrt{E1^2 + E2^2 + E3^2} \qquad \textit{Ec. 15}$$

Donde:

$E_1 = C_1 * F_1$

$E_2 = C_2 * F_2$

$E_3 = C_3 * F_3$

Donde:

$C_1 =$ Índice de Resistencia C para el primer grupo (con índice F bajo).

$C_2 =$ Índice de Resistencia C para el segundo grupo (con índice F mediano).

$C_3 =$ Índice de Resistencia C para el tercer grupo (con índice F alto).

2.4.1.2.- Índice Básico Sísmico Estructural por Resistencia-Dominante

Para obtener el índice Eo considerando el criterio de resistencia de la estructura se deben agrupar los miembros verticales de acuerdo con su índice de ductilidad. En este caso, los miembros verticales con índice de ductilidad menor a 1.0 pueden ser considerados, una vez dividido los elementos verticales en grupos, se tomará el grupo cuyo índice de ductilidad sea menor, ya que estos elementos deben ser tomados como el punto base de resistencia acumulativo, ya que para el cálculo solo se considerarán los grupos de miembros verticales que tengan índice de ductilidad mayor a este primer grupo base.

Es importante que el índice de ductilidad de este grupo sea menor al correspondiente a la última deformación del piso, además de las combinaciones que se generen, el índice de ductilidad será el que sea evaluado como el mayor.

El factor de esfuerzo efectivo α para el segundo y grupos mayores debe considerar los efectos de la deformación de fluencia y altura libre de los elementos verticales, además de la relación entre las fuerzas cortantes de los pisos y los ángulos de distorsión. Los valores propuestos de factor de esfuerzo efectivo dados en la tabla siguiente pueden ser tomados en caso de que la estructura no necesite una evaluación especial. En este caso el factor de esfuerzo efectivo mínimo que resulte debe ser usado en cada grupo.

$$Eo = \frac{n+1}{n+i}\left(C_1 + \sum_j \propto_j C_j\right) * F_1$$ *Ec. 16*

Donde:

$\propto_j =$ Factor de esfuerzo efectivo en el i-decimo grupo en la última deformación R_1 correspondiente al primer grupo (índice de ductilidad de F_1), dados en la Tabla 2.6:

Tabla 2.6. Factor de Esfuerzo Efectivo

Punto Acumulativo para el Primer Grupo F1=0.8 (Ángulo de Distorsión R1=R500=1/500)		
	F1	F1=0.8
	R1	R1=R500
Segundo grupo en adelante	Cortante (Rsu=R250)	αs
	Cortante (R250<Rsu)	αs
	Flexionante (Rmy=R250)	0.65
	Flexionante (R250<Rmy<R150)	αm
	Flexionante (Rmy=R150)	0.51
	Flexionante y muros Cortantes	0.65

Punto Acumulativo para el Primer Grupo F1>=1.0 (Ángulo de Distorsión R1<R250=1/250)				
	F1	F1=1.0	1.0<F1<1.27	1.27<F1
	R1	R250	R250<R1<R150	R150<=R1
Segundo grupo en adelante	Cortante (Rsu=R250)	1	0	0
	Cortante (R1<Rsu)	αs	αs	0
	Flexionante (Rmy<R1)	1	1	1
	Flexionante (R1<Rmy)	αm	αm	1
	Flexionante (Rmy=R150)	0.72	αm	1

Donde:

$\propto s =$ Factor de esfuerzo efectivo de una columna cortante calculada por $\propto s = \frac{Q_{(F1)}}{Q_{su}} = \propto_m Q_{mu}/Q_{su} \leq 1.0$

$\propto m =$ Factor de esfuerzo efectivo de una columna flexionante calculada por $\propto m = \frac{Q_{(F1)}}{Q_{mu}} = 0.3 + 0.7 \times R_1/R_{my} \leq 1.0$

$R_{my} =$ Ángulo de distorsión lateral en la fluencia flexionante. Calculada en 2.4.4.6.- Deformación de Fluencia de Columnas a Flexión.

R_{su} = Ángulo de distorsión lateral de la fuerza cortante. Calculada en 2.4.4.5.- Ángulo de distorsión lateral del entrepiso en el último esfuerzo cortante de columnas $\boldsymbol{R_{su}}$.
$Q_{(F1)}$ = Fuerza cortante en la capacidad de deformación R_1 de una columna a partir del segundo grupo en adelante.
Q_{su} = Fuerza cortante de una columna a partir del segundo grupo en adelante.
Q_{mu} = Fuerza cortante en la fluencia flexionante de una columna a partir del segundo grupo en adelante.

2.4.1.3.- Estado Último de una Estructura (o para un entrepiso)

El estado último de una estructura, o para un entrepiso se define como la deformación del entre-piso o el correspondiente índice de ductilidad de las columnas cuando la estructura o el piso alcanzan cualquiera de los siguientes estados debido a la falla de los miembros verticales bajo la carga sísmica.

(a) Un estado donde las columnas casi pierden su capacidad de carga gravitacional debido a la falla cortante o compresión axial. El último estado de la estructura puede ser redefinido como la mayor deformación entre-piso en caso de que se verifique que la estructura no colapsaría incluso después de la falla cortante o compresión axial de algunas de sus columnas. La probabilidad de que las columnas que fallen provoquen el colapso de la estructura deberá ser revisado por el análisis de elementos primarios de segunda clase. Los elementos primarios de segunda clase son definidos como los miembros que fallan ya sea por cortante o compresión axial bajo carga sísmica y no pueden sostener su propia carga por gravedad pero tampoco los miembros cercanos a este elemento. En caso de que algún elemento sea categorizado como elementos primario de segunda clase, la probabilidad de que la estructura colapse es muy alta.

(b) Un estado donde el índice de resistencia acumulativo C_T decae hasta cierto nivel donde la estructura sería inestable bajo cargas laterales.

2.4.1.4.- Excepciones.

En caso de que el cociente de excentricidad l_e sea mayor a 0.15 debido al desequilibrio por la ubicación de muros o columnas, en la evaluación del índice S_D

según 2.4.5.-Índice de Irregularidad $\boldsymbol{S_D}$, el índice Eo debe ser tomado como el valor menor de las siguientes consideraciones:

1) El índice Eo debe ser calculado de manera independiente para los marcos con su carga tributaria en donde la distorsión lateral aumentaría debido al efecto de excentricidad.

2) El índice Eo calculado por la Ec. 16 debe considerar a los elementos que causan la excentricidad dentro de la clasificación del grupo 1.

2.4.1.5.- Análisis de las clasificaciones por el Proyectista

Es importante dejar claro que el proyectista debe realizar varias propuestas o clasificaciones de los elementos verticales, para que en un primer caso analizar la estructura tomando como referencia el grupo que contenga los elementos de menor ductilidad, para un segundo caso, se descartarían los elementos del primer grupo, para tomar como referencia la aportación principal el grupo con los elementos con índice de ductilidad medio, así consecuentemente.

2.4.2.- Índice de Resistencia C

Para el segundo nivel de análisis, el índice de resistencia C se calculará a partir de la capacidad de carga última de los elementos verticales estructurales (muros y columnas) por lo cual se supone que las vigas son elementos sumamente rígidos.

Las normas aportan un par de ecuaciones con las que se pueden calcular las resistencias de dichos elementos en el caso de no tener consideraciones especiales, especificando las propiedades de los materiales que son compatibles.

2.4.2.1.- Identificación del modo de falla y cálculo de la última capacidad de carga lateral

Como se ha mencionado, el modo de falla está relacionado con la capacidad de carga lateral última, así que las normas consideran que la fuerza cortante Q_{mu} (=M_u/h) está asociada con el momento flexionante último en la base de un elemento vertical, y la fuerza cortante última Q_{su} se calcula usando la altura libre de la columna $\left(\frac{M}{Q}\right)$ en caso de no tener consideraciones especiales. El valor menor entre Q_{mu} y

Q_{su} debe ser definido como la última capacidad de carga lateral del miembro vertical Q_u.

Para las columnas $h_{C0} = h_0/2$, donde h_0 es la altura libre de la columna.

$$Q_{mu} = (M_u/h) \qquad \textit{Ec. 17}$$

$$\left(\frac{M}{Q}\right) \qquad \textit{Ec. 18}$$

$$h_{C0} = h_0/2 \qquad \text{Ec. 19}$$

Por tanto, el índice de resistencia C debe ser calculado mediante la siguiente ecuación:

$$C = \frac{Q_u}{\sum W} \qquad \textit{Ec. 20}$$

Donde:

$Q_u =$ Capacidad de carga lateral última de los miembros verticales en el piso de estudio.

$\sum W =$ Peso del edificio, incluyendo la carga viva sísmica soportada por el piso en estudio.

2.4.2.2.- Cálculo de las Resistencias Últimas

Las ecuaciones que se dan a continuación van a ser aplicables para el cálculo de la resistencia de columnas, y columnas salientes de muros adosados que están sujetos a fuerzas fuera del plano en dirección de la saliente del muro.

Para este procedimiento es necesario tener la especificación del diámetro y el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, el cortante resistente de las columnas

debe ser especificado para el diseño de la resistencia a compresión del concreto F_c, en caso de que los valores de resistencia hayan sido determinados por medio de muestras obtenidos del sitio, también se debe especificar.

Para el cálculo del momento flexionante resistente y cortante resistente de las columnas será necesario considerar la variación de la fuerza axial en columnas debido a la fuerza lateral externa en el mecanismo de falla, sin embargo, no es necesario tomar en consideración la variación de la fuerza axial de las columnas para este nivel de análisis; este método es aplicable en caso de que las columnas soporten seis pisos o menos del edificio, adicionalmente estas columnas no deben soportar muros de carga.

2.4.2.3.- Momento Flexionante Último

En nuestro país resulta sumamente común obtener la resistencia de una columna mediante la elaboración de su diagrama de interacción, sin embargo, en las normas no es necesario elaborarlo ya que se proponen las siguientes ecuaciones con las cuales se puede obtener la resistencia del momento flexionante que han dado buenos resultados:

Para:

$$N_{max} \geq N > 0.4b * D * F_c$$

$$Mu = \left(0.8a_t * \sigma_y * D + 0.12b * D^2 * F_c\right) * \frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b * D * F_c} \qquad \textit{Ec. 21}$$

Para:

$$0.4b * D * F_c \geq N \geq 0$$

$$Mu = \left(0.8a_t * \sigma_y * D + 0.5N * D\right) * 1 - \frac{N}{b * D * F_c} \qquad \textit{Ec. 22}$$

Para:

$$0 > N \geq N_{min}$$

$$Mu = \left(0.8a_t * \sigma_y * D + 0.4N * D\right) \qquad \textit{Ec. 23}$$

Donde:

Resistencia a Compresión Axial $(Newtons)$:

$$N_{max} = b * D * F_c * + a_g * \sigma_y \qquad \text{Ec. 24}$$

Resistencia a Tensión Axial $(Newtons)$:

$$N_{min} = a_g * \sigma_y \qquad \text{Ec. 25}$$

$N =$ Fuerza Axial $(Newtons)$
$a_t =$ Área total de la sección transversal del acero de refuerzo a tensión. (mm^2)
$a_g =$ Área total de la sección transversal del acero de refuerzo. (mm^2)
$b =$ Ancho de la Columna. (mm)
$D =$ Peralte de la columna. (mm)
$\sigma_y =$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. N/mm^2
$F_c =$ Esfuerzo de compresión del concreto. N/mm^2

Para el uso de estas ecuaciones las normas no son tan estrictas ya que indican que se puede usar otro método para el cálculo del momento resistente a flexión, de columnas pero debe basarse en la teoría rígido-plástico.

2.4.2.4.- Cortante Resistente Último

El cortante resistente último en columnas se puede calcular por medio de la siguiente ecuación:

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053{p_t}^{0.23}(18 + Fc)}{\frac{M}{(Q * d)}} + 0.85\sqrt{P_w * s\sigma_{wy}} + 0.1\,\sigma_0 \right) * b * j \qquad \text{Ec. 26}$$

Donde:

$p_t =$ Porcentaje del refuerzo a tensión.
$P_w =$ Porcentaje del refuerzo a cortante. $P_w = 0.012\ para\ P_w \geq 0.012$
$s\sigma_{wy} =$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a cortante. N/mm^2
$\sigma_0 =$ Esfuerzo Axial en la columna. N/mm^2
$d =$ Peralte efectivo de la columna. Se puede aplicar $D - 50mm$
M/Q= Longitud de aplicación del cortante. El valor estándar es $\frac{h_0}{2}$
$h_0 =$ Altura libre de la columna.
$j =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas a tensión y compresión, el valor por default está dado por $0.8D$.

De la ecuación anterior se debe tener cuidado con la siguiente limitante: si el valor de $\frac{M}{(Q*d)}$ es menor que la unidad o mayor que 3, el valor de $\frac{M}{(Q*d)}$ debe ser la unidad o 3 respectivamente. Por otro lado, si el valor de σ_0 es mayor que $8\ N/mm^2$, el valor para el cálculo deberá ser $8\ N/mm^2$.

2.4.3.- Índice de Ductilidad F

La obtención del índice de ductilidad estará en función del tipo de elemento vertical de la estructura, el método de cálculo se describe a continuación, para lo cual es necesario tener definido las resistencias de las fuerzas laterales, en adición se debe calcular los ángulos de distorsión que se generen en el elemento de acuerdo a los criterios que se describen en el apartado 2.4.4.-Deformación última.

A) Muros Cortantes

En el caso de que los elementos sean clasificados como muros cortantes su valor será de 1.0. Este coeficiente será el índice de referencia que se utilizará para el cálculo de los índices de los otros elementos verticales.

B) Muros Flexionantes

El índice de ductilidad para muros flexionantes se obtiene mediante la relación de las resistencias a fuerza lateral, conforme se describe a continuación:

Si $\frac{wQ_{su}}{wQ_{mu}} = 1.0$ entonces $F = 1.0$

Si $\frac{wQ_{su}}{wQ_{mu}} \geq 1.0$ entonces $F = 2.0$

Si $1.0 < \frac{wQ_{su}}{wQ_{mu}} < 1.0$ entonces $F = 1.3$, el valor de F se debe interpolar.

Donde:

$wQ_{su} =$ Fuerza cortante última de muros.

$wQ_{mu} =$ Fuerza cortante en el momento flexionante último de muros.

C) Columna Cortante

El índice de ductilidad para columnas cortantes se obtendrá mediante los ángulos de distorsión lateral en la capacidad última de deformación de la falla a cortante de los muros:

$$F = 1.0 + 1.27\,\frac{R_{su} + R_{250}}{R_y - R_{250}} \qquad \textit{Ec. 27}$$

Donde:

$R_y =$ Deformación de fluencia en términos del ángulo de la distorsión del entre-piso, el cual en principio se debe tomar como $R_y = 1/150$.
$R_{250} =$ Ángulo de distorsión lateral estándar del entre-piso (correspondiente al índice de ductilidad de muros cortante), el cual equivale a $R_{250} = 1/250$.
$R_{su} =$ Ángulo de distorsión lateral del inter-piso en la capacidad de deformación última en la falla a cortante de las columnas.

D) Columna Flexionante

El índice de ductilidad para columnas debe ser calculado por las siguientes ecuaciones basándose en el ángulo de distorsión lateral de entre-piso y en la capacidad de deformación última de la falla a flexión de columnas:

En caso de que $R_{mu} < R_y$

$$F = 1.0 + 1.27\,\frac{R_{mu} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \qquad \textit{Ec. 28}$$

En caso de que $R_{mu} \geq R_y$

$$F = \frac{\sqrt{2\,R_{mu}/R_y - 1}}{0.75 * \left(1 + 0.05\,R_{mu}/R_y\right)} \leq 3.2 \qquad \textit{Ec. 29}$$

Donde:

$R_y =$ Deformación de fluencia en términos del ángulo de la distorsión del entre-piso, el cual en principio se debe tomar como $R_y = 1/150$.
$R_{250} =$ Ángulo de distorsión lateral estándar del entre-piso (correspondiente al índice de ductilidad de muros cortante), el cual equivale a $R_{250} = 1/250$.
$R_{mu} =$ Ángulo de distorsión lateral del entre -piso en la capacidad de deformación última en la falla a flexión de columnas.

E) Columnas extremadamente Frágiles

El índice de ductilidad para los elementos clasificados como columnas extremadamente frágiles o columnas extremadamente cortas, será de 0.8.

2.4.4.- Deformación última.

A continuación se describen las ecuaciones para obtener las deformaciones últimas que pueden alcanzar las columnas de acuerdo a su clasificación.

2.4.4.1.- Deformación Última en términos de ángulo de distorsión lateral.

Las normas proponen las siguientes ecuaciones para obtener los límites de las distorsiones laterales en términos de ángulos que puede alcanzar un elemento vertical y así medir su deformación.

2.4.4.2.- Ángulo de distorsión lateral del entrepiso en el Momento Flexionante Último de Columnas R_{mu}

Representa la distorsión del entrepiso que tiene el elemento vertical cuando se presenta el momento flexionante último. Se calculará mediante la siguiente ecuación:

$$R_{mu} = (h_0/H_0) * cR_{mu} \geq R_{250} \qquad \text{Ec. 30}$$

Donde, $\frac{h_0}{H_o} \leq 1.0$

$$cR_{mu} = cR_{my} + cR_{mp} \leq cR_{30} \quad \text{Ec. 31}$$

Donde:

$h_0 =$ Altura libre de la columna.
$H_0 =$ Altura libre estándar de la columna desde el piso inferior hasta el nivel de la losa del piso superior.
$cR_{my} =$ Ángulo de distorsión lateral de fluencia de la columna.
$cR_{mu} =$ Ángulo de distorsión lateral en el momento flexionante último de la columna.
$cR_{mp} =$ Ángulo de distorsión lateral plástico de la columna.
$cR_{30} =$ Ángulo de distorsión lateral estándar de la columna: $1/30$
$R_{250} =$ Ángulo de distorsión lateral estándar del inter-piso: $1/250$

Además cR_{mu} no debe ser mayor que cR_{max}.

2.4.4.3.- Ángulo de distorsión lateral Plástico de Columnas cR_{mp}

Representa la distorsión de la columna cuando alcanza el estado elástico, el cR_{mp} se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$cR_{mp} = 10\left(\frac{cQ_{su}}{cQ_{mu}} - q\right) * cR_{my} \geq 0 \quad \text{Ec. 32}$$

$q = 1.0$ Para $s \leq 100\ mm$
$q = 1.0$ Para $s > 100\ mm$

Donde:
$cQ_{su} =$ Resistencia Cortante Última de columnas.
$cQ_{mu} =$ Fuerza Cortante en el Momento flexionante Último de columnas, en caso de que la fuerza axial de la columna sea mayor que la fuerza axial balanceada se debe usar la capacidad mayor de momento bajo la fuerza axial que trabaja.
$S =$ Espacionamiento de estribos

2.4.4.4.- Límite Superior del Ángulo de distorsión lateral de Columnas Flexionantes cR_{max}

Representa la distorsión máxima que puede alcanzar la columna considerándola como flexionante. El cR_{max} será el valor mínimo entre los siguientes criterios:

$$cR_{max} = \min\{cRmax_{(n)}, cRmax_{(s)}, cRmax_{(t)}, cRmax_{(b)}, cRmax_{(h)}\} \quad \text{Ec. 33}$$

a) Límite Superior del ángulo de distorsión lateral de columnas flexionantes determinado mediante acción de la fuerza axial $cRmax_{(n)}$

Es la distorsión máxima que puede existir en la columna debido a la acción de las fuerzas axiales.

$$cRmax_{(n)} = cR_{250} \text{ Para } \eta > \eta_H \quad \textit{Ec. 34}$$

$$cRmax_{(n)} = cR_{30} * \left(\frac{cR_{250}}{cR_{30}}\right)^{n'} \leq cR_{30} \text{ Para otros casos.} \quad \textit{Ec. 35}$$

Donde:

$n' = (\eta - \eta_L)(\eta_H - \eta_L)$

$\eta = N_S/(b * D * F_c)$

$\eta_L = 0.25$ Y $\eta_H = 0.5$ Para $s \leq 100\ mm$

$\eta_L = 0.2$ Y $\eta_H = 0.4$ Para $s > 100\ mm$

b) Límite Superior del ángulo de distorsión lateral de columnas flexionantes determinado por la acción de la fuerza cortante $cRmax_{(s)}$

Es la distorsión máxima que puede existir en las columnas tomando en cuenta la acción de las fuerzas cortante.

$cRmax_{(s)} = cR_{250}$ Para $c\tau_u/F_c > 0.2$

$cRmax_{(s)} = cR_{30}$ Para otros casos.

c) Límite Superior del ángulo de distorsión lateral de columnas flexionantes determinado por el porcentaje de refuerzo a tensión $\boldsymbol{cRmax_{(t)}}$

Es la distorsión máxima que puede presentar la columna tomando en cuenta el acero de refuerzo que se encuentra en tensión, recordemos que este acero es quien resiste las deflexiones.

$cRmax_{(t)} = cR_{250}$ Para $p_t > 1.0\%$

$cRmax_{(t)} = cR_{30}$ Para otros casos.

d) Límite Superior del ángulo de distorsión lateral de columnas flexionantes determinado por la separación de estribos $\boldsymbol{cRmax_{(b)}}$

Es la distorsión máxima que puede existir en la columna y toma en cuenta el porcentaje de acero resistente a cortante.

$cRmax_{(b)} = cR_{50}$ Para $s/d_b > 8$

$cRmax_{(b)} = cR_{30}$ Para otros casos.

e) Límite Superior del ángulo de distorsión lateral de columnas flexionantes determinado por la altura libre $\boldsymbol{cRmax_{(h)}}$

Es la distorsión máxima que puede tomar la columna debido a su altura libre, la cual considera el efecto de esbeltez que pueda existir.

$cRmax_{(h)} = cR_{250}$ Para $\frac{h_0}{D} \leq 2$

$cRmax_{(h)} = cR_{30}$ Para otros casos.

Donde:
$b =$ Base de la columna.
$D =$ Peralte de la columna.
$h_0 =$ Altura libre de la columna.
$F_c =$ Esfuerzo de compresión del concreto.
$N_S =$ Fuerza axial adicional de columnas debido a terremotos
$c\tau_u =$ Esfuerzo cortante en la columna resistente

$$\min\left\{\frac{cQ_{mu}}{(b*j)}, \frac{cQ_{su}}{(b*j)}\right\}$$

cQ_{mu} = Fuerza cortante en el último momento flexionante de la columna.
cQ_{su} = Fuerza cortante última de la columna.
j = Distancia entre los centroides de las fuerzas a tensión y compresión. El valor por default es $0.8D$.
p_t = Porcentaje de refuerzo a tensión
s = Espacionamiento de estribos
d_b = Diámetro del acero de refuerzo a tensión de la columna.
cR_{250} = Ángulo de distorsión lateral estándar de la columna, el cual equivale a $R_{250} = 1/250$.
cR_{50} = Ángulo de distorsión lateral estándar de la columna, el cual equivale a $R_{50} = 1/50$.
R_{30} = Ángulo de distorsión lateral estándar de la columna, el cual equivale a $R_{30} = 1/30$.

El límite superior del ángulo de distorsión lateral de la columna flexionante cR_{max} puede incrementarse basándose en un estudio especial, en caso de que la columna tenga suficiente espacionamiento como resultado del reforzamiento sísmico.

2.4.4.5.- Ángulo de distorsión lateral del entrepiso en el último esfuerzo cortante de columnas R_{su}

Representa la distorsión del entrepiso que tiene la columna cuando esté sometida a la fuerza cortante última, se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$R_{su} = \frac{\frac{cQ_{su}}{cQ_{mu}} - 0.3}{0.7} * R_{my} \geq R_{250} \text{ Para } c \propto * cQ_{mu} < cQ_{su} \qquad \textit{Ec. 36}$$

$$R_{su} = 250 \text{ Para } c \propto * cQ_{mu} \geq cQ_{su} \qquad \textit{Ec. 37}$$

Donde:

cQ_{mu} = Fuerza cortante en el momento flexionante último de la columna.
cQ_{su} = Fuerza cortante última de la columna.

$c \propto =$ Factor de esfuerzo efectivo de la columna, que se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$c \propto = 0.3 + 0.7 * \left(R_{250}/R_{my}\right) \qquad \textit{Ec. 38}$$

Donde:

R_{my} = Ángulo de distorsión lateral de fluencia del entrepiso.
cR_{250} = Ángulo de distorsión lateral estándar del inter-piso, el cual equivale a $R_{250} = 1/250$.

2.4.4.6.- Deformación de Fluencia de Columnas a Flexión

Representa la distorsión cuando la columna alcanza la fluencia, considerándola como flexionante, se calcula por medio de la siguiente ecuación:

$$R_{my} = (h_0/H_0) * cR_{my} \geq R_{250} \qquad \text{Ec. 39}$$

Donde:

$h_0/H_0 \leq 1.0$
$cR_{my} = cR_{150}$ Para $h_0/D \geq 3.0$
$cR_{my} = cR_{150}$ Para $h_0/D \leq 2.0$

Para los valores $2.0 < h_0/D < 3.0$ se obtendrá mediante interpolación.

Donde:

h_0 = Altura libre de la columna.
H_0 = Altura libre estándar de la columna desde la base del piso inferior hasta el piso superior.
D = Peralte de la columna.
cR_{150} = Ángulo de distorsión lateral estándar de la columna, el cual equivale a $R_{150} = 1/150$.
cR_{250} = Ángulo de distorsión lateral estándar de la columna, el cual equivale a $R_{250} = 1/250$.
R_{250} = Ángulo de distorsión lateral estándar del entre-piso, el cual equivale a $R_{250} = 1/250$.
cR_{my} = Ángulo de distorsión lateral de fluencia de la columna, (determinado en la altura libre de la columna).

El valor de cR_{my} no debe ser mayor que el valor de cR_{max}, en caso de que sea así, cR_{my} tomará el valor de cR_{max}, para cuidar que no se tenga una distorsión critica antes de que comience a fluir el acero.

2.4.5.- Índice de Irregularidad S_D

El índice de irregularidad en el segundo nivel de análisis toma en cuenta los puntos de revisión del primer nivel de análisis (a-j), y en adición se debe revisar la influencia que tiene la diferencia entre los centros de gravedad y rigidez en las plantas arquitectónicas.

Por otro lado, también se deben considerar la influencia del cambio de rigidez entre pisos de la estructura.

El índice de irregularidad para este nivel de análisis se obtendrá mediante la siguiente ecuación:

$$S_{D1} = q_{2a} * q_{2b} * \dots . * q_{2n} \qquad \text{Ec. 40}$$

Dónde:

$$q_{2i} = \left\lfloor 1 - (1 - G_i) * R_{2j} \right\rfloor \dots \dots \dots . i = a, b, c, d, e, f, i, j, l, n \qquad \textit{Ec. 41}$$

$$q_{2i} = \left\lfloor 1.2 - (1 - G_i) * R_{2j} \right\rfloor \dots \dots \dots . i = h \qquad \textit{Ec. 42}$$

La clasificación de los puntos y valores se obtendrá mediante la siguiente tabla:

Tabla 2.7. Clasificación y Valores de G y R para el Segundo Nivel de Análisis

Clasificación y Valores DE G Y R						
			Gi (Grado)			R (Factor de ajuste)
			1	0.9	0.8	R2i
Balance Horizontal	a	Regularidad	Regular a1	Regular cercano a2	Irregular a3	0.5
	b	Relación de aspecto de la planta	b<=5	5<b<=8	8<b	0.25
	c	Parte estrecha	0.8<=c	0.5<=c<0.8	c<0.5	0.25
	d	Junta de expansión *1	1/100<=d	1/200<=d<1/100	D<1/200	0.25
	e	Buen-estilo de área	e<=0.1	5<e<=8	0.3<e	0.25
	f	Excentricidad del buen-estilo de área *2	f1<=0.4 y f2<=0.1	f1<=0.4 y 0.1<f2<=0.3	0.4<fi o 0.3<f2	0
	g					
Balance Elevación	h	Planta de sótano	1.0<=h	0.5<=h<1.0	h<0.5	0.5
	i	Uniformidad altura de piso	0.8<=I	0.7<=I<0.8	I<0.7	0.25
	j	Planta débil	No hay planta débil	Planta Débil	Excentricidad en la planta Débil	1
	k					
Excentricidad	l	Excentricidad *3	1<=0.1	0.1<l<=0.15	0.15<l	1
	m					1
Rigidez	n	(Rigidez/masa) Cociente del piso superior e inferior	n<=1.3	1.3<n<=1.7	1.7<n	1
	o					

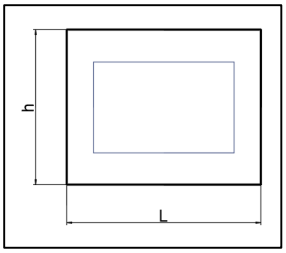
Como se mencionó, la revisión del índice de irregularidad es la misma que en el caso del primer nivel de análisis, con la consideración del efecto que tiene el centro de masas y rigidez del edificio, los cuales se describen en los puntos l y n.

l) Excentricidad

Se define como $l = E/\sqrt{B^2 + L^2}$ Donde, S: centro de gravedad, G= el centro de rigidez, (como se muestra en la Figura 2.5), en este caso, las normas proponen que la rigidez lateral de cada barra sea calculada como la sumatoria del área de la columna más el área del muro * α, el valor de α está dado como se muestra a continuación:

Tabla 2.8 Valores de α

Razón del Muro h/l	α	
	Muro en el eje	Muro fuera del eje
3.0 <= h/l	1	0.3
2.0 <= h/l < 3.0	1.5	0.5
1.0 <= h/l < 2.0	2.5	0.5
h/l < 1.0	3.5	1.2



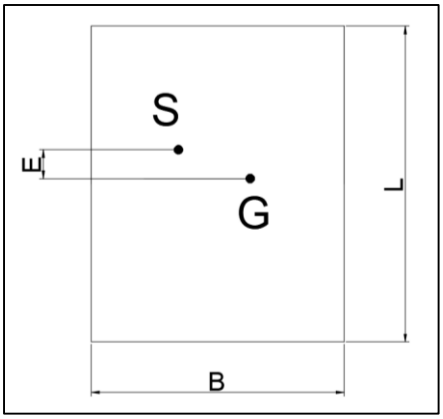


Figura 2.5 Excentricidad en Plantas

n) Cociente entre el Piso Inferior y Superior

Se define como n= (cociente de la rigidez del peso del piso superior) entre (relación de la rigidez del peso del piso en estudio) * β, donde β =(N-1)/N, y N es el número de pisos que carga el piso de estudio. El peso del piso representa el peso total que carga el piso en estudio; y la rigidez del piso, debe ser calculada como la suma del área de las columnas + la suma el área de muros * α dividida entre la altura del piso.

En caso del último piso, el piso de superior es tomado como el piso inferior en la ecuación, y β=2.0. En caso de los pisos intermedios, el piso superior es tomado como el piso inferior y la relación se calcula de la misma manera, tomando el valor mayor.

2.4.6.- Índice de tiempo T

Se calculara mediante la Tabla 2.9 donde se proporcionan los coeficientes necesarios para obtener el valor del índice de tiempo por medio de la siguiente ecuación:

$$T = (T_1 + T_2 + T_3 + \cdots T_N)/N \qquad \textit{Ec. 43}$$

Donde:

$$T_1 = (1 - p_1) * (1 - p_2) \qquad \text{Ec. 44}$$

$T_1 =$ Índice de tiempo para el piso inspeccionado i.

$N =$ Número de pisos inspeccionados.

$p_1 =$ Suma de puntaje en la Tabla 2.9, por grietas estructurales y deflexiones para el piso inspeccionado, este valor puede ser tomado como 0, en caso de que la inspección no sea necesaria.

$\mathrm{p}_2 =$ Suma de puntaje en la Tabla 2.9 por el deterioro y envejecimiento para el piso en estudio, este valor puede ser tomado como 0 en caso de que la inspección no sea necesaria.

Tabla 2.9. Evaluación del Índice de Tiempo para el Segundo Nivel de Análisis

Evaluación Del Índice De Tiempo por el Segundo Nvel de Inspección (Por piso)								
		Grietas estructurales y Deflexión			Deterioro y Envejecimiento.		
GRADO		a	b	c	a	b	c
		1. Grietas causadas por asentamientos irregulares. 2. Se observan grietas por cortante o a 45° en vigas, muros y/o columnas.	1. Deflexión de una losa o viga afectan el funcionamiento de elementos no estructurales. 2. No se observan a la distancia grietas a 45° en vigas, muros y/o columnas. 3. Se observan a la distancia grietas a 45° en vigas, muros y/o columnas.	1. Las grietas estructurale registradas no corresponden a los puntos a o b. 2. La deflexión de una losa y/o viga no corresponden a los puntos a o b.	1. Grietas por la expansión del concreto debido a la oxidación del acero de refuerzo. 2. Oxidación del acero de refuerzo. 3. Grietas causadas por incendio. 4. Deterioro del concreto causado por agentes químicos.	1. Filtración de la oxidación del acero de refuerzo debido a lluvias o goteras. 2. Desgaste del recubrimiento del concreto hasta el acero de refuerzo o envejecimiento equivalente. 3. Grietas y desprendimiento en los acabados.	1. Marcas notables del concreto, debido a lluvias, goetras y agentes químicos. 2. Deterioro o leve desprendimiento de los acabados.
PORCIÓN	**RANGO**						
I. Losas, incluyendo vigas secundarias	1) 1/3 o más del total del piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	2) 1/3 - 1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	3) 1/9 o menos	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0
II. Trabes	1) 1/3 o más del número total de miembros para cada dirección.	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	2) 1/3 - 1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	3) 1/9 o menos	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0
III. Muros y Columnas	1) 1/3 o más del número total de miembros.	0.15	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011
	2) 1/3 - 1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004
	3) 1/9 o menos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0
Reducción de Puntos	Subtotal						
Total	Total	P1			P2		

2.4.7.- Índice Sísmico Estructural I_S

Finalmente el índice I_S para el segundo nivel de análisis, se calculará mediante la Ec. 1, recordemos que en términos de la estructura representa el coeficiente de aceleración resistente.

2.5.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA I_{SO}

Este índice representa las condiciones del sismo que tiene más probabilidades de presentarse en la ubicación de la estructura, en términos de índice de resistencia representaría la aceleración de demanda, y el cual se debe comparar con el índice sísmico estructural.

Por lo tanto, la seguridad sísmica de una estructura debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$I_S \geq I_{SO} \qquad \textit{Ec. 45}$$

Donde:

$I_S =$ Índice sísmico de la estructura.
$I_{SO} =$ Índice de demanda de la estructura.

Al satisfacer la ecuación anterior, el edificio se considera como “resistente”, ya que posee la capacidad para soportar el movimiento del sismo que se espera, de otra manera, su seguridad se debe considerar como “incierta”.

Las normas japoneses indican que el índice de demanda sísmica se debe calcular mediante la siguiente ecuación:

$$I_{SO} = E_S * Z * G * U \qquad \textit{Ec. 46}$$

Donde:

$E_S =$ Índice de demanda básico de la estructura, valores estándares los cuales deben ser seleccionados de acuerdo con el nivel de análisis sin importar la dirección ni el número de pisos del edificio:
$E_S = 0.8$ Para el primer nivel de análisis.
$E_S = 0.6$ Para el segundo nivel de análisis.
$E_S = 0.6$ Para el tercer nivel de análisis.
$Z =$ Índice de zona, el cual representa el factor de modificación que toma en consideración la actividad sísmica y la intensidad del sismo que se espera en la región del sitio.
$G =$ Índice de Suelo, el cual representa el factor de modificación considerando los efectos de la amplificación de la superficie del suelo, las condiciones geológicas, y la interacción del suelo-estructura de acuerdo con el sismo esperado.
$U =$ Índice de uso, el cual representa el factor de modificación que toma en consideración el uso del edificio.

La ecuación anterior se puede usar para todos los niveles de análisis que se utilicen para medir la vulnerabilidad sísmica, sin embargo, para el segundo y tercer nivel de análisis se debe satisfacer adicionalmente la siguiente ecuación para considerar a la estructura como “segura”:

$$C_{TU} * S_D \geq 0.3 * Z * G * U \qquad \textit{Ec. 47}$$

Donde:

$C_{TU} =$ Índice de esfuerzo acumulativo en la última deformación de la estructura.
$S_D =$ Índice de irregularidad.

Es sumamente importante mencionar que los valores de E_S fueron determinados por estudios del daño de edificios bajo los sismos de Tokachi-oki en 1968 y Miyagiken en 1978, comparando el desempeño de los edificios por programas computacionales [17].

Los resultados de los estudios se muestran en la siguiente figura:

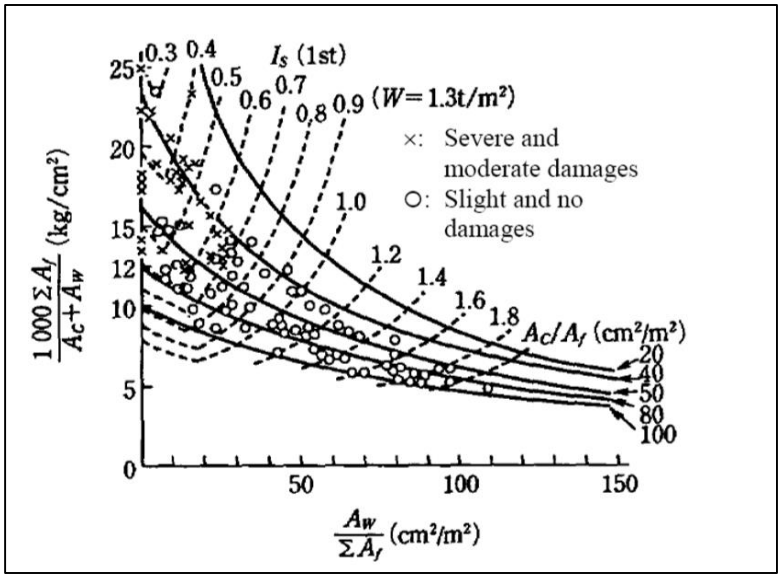


Figura 2.6. Comparación del índice I_S [17]

Con los resultados que se muestran en la Figura 2.6 se concluyó que los edificios que tenían un índice E_S mayor a 0.6 no sufrían daños considerables en su estructura. Por lo cual se recomienda que el índice I_S debe ser mayor o igual a 0.6.

Para el índice de zona Z, los coeficientes pueden tomar el valor de 1.0, 0.9, 0.8, o 0.7, los cuales se observan en el mapa de la siguiente figura, donde también se muestra la recurrencia de sismos:

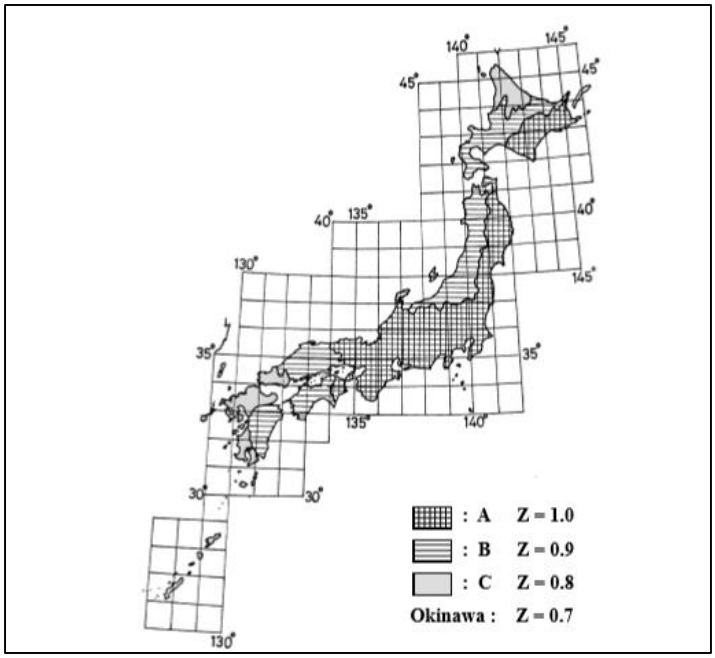


Figura 2.7. Mapa de Zonificación Sísmica de Japón [11]

Los valores del índice de suelo G recomendables pueden ser de 1.0 o 1.25, que se obtienen del factor de amplificación del suelo G_S utilízalo para construir el espectro de diseño sísmico en Japón, los coeficientes para obtener $G_S$se muestran en la Figura 2.8, en donde se observa que G_S está en función del periodo natural (T'), del periodo dominante en el primer modo de vibrar (T'_1) y segundo modo de vibrar (T'_2) del suelo; los valores mínimos para G_S serán: 1.2 para $T' \leq 1.2T'_1$ y 1.0 para $T' > 1.2T'_1$.[12].

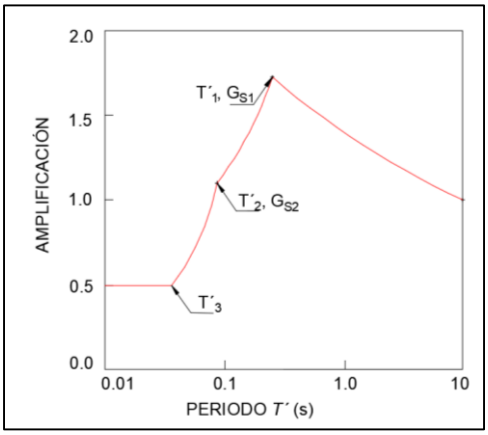


Figura 2.8 Valores Propuesto para G [12]

Finalmente el índice de uso U, está en función de la clasificación en orden de importancia de la edificación, por lo cual puede tomar los valores de 1.0, 1.25 o 1.50.

Como se ha hablado, el índice I_{SO} representa la demanda sísmica, por lo tanto, para que una estructura se pueda considerar como no vulnerable, o por lo menos asegurar que no se encuentra en riesgo sísmico es importante que se satisfaga la Ec. 45.

CAPÍTULO 3.- PROPUESTA DE MÉTODO DE ANÁLISIS SÍSMICO EN MÉXICO

En este capítulo se presenta una propuesta que incluye algunas modificaciones en los procedimientos y ecuaciones de las normas descritas en el capítulo anterior con el objetivo de facilitar su cálculo y que puedan ser aplicables con las normas de diseño mexicanas y así conocer la vulnerabilidad sísmica de un edificio en el país.

3.1.- PRINCIPIOS DE LA EVALUACIÓN SÍSMICA

En cuanto a lo que se refiere a la vulnerabilidad del edificio lo más importante es la conversión del sistema de unidades, ya que las ecuaciones de la normativa japonesa están dados en el sistema internacional de unidades y en México se acostumbra a emplear el sistema gravitacional de unidades, por lo tanto se tratará la norma con el sistema gravitacional.

Referente al índice de demanda las normas japonesas se basan en las condiciones de su región al definir sus coeficientes, quizá con algunas las correcciones derivadas de análisis podamos utilizar coeficientes similares para nuestro país, sin embargo como hablamos este índice es el coeficiente de aceleración sísmica que tiene más probabilidades de presentarse en el sitio, como una manera alterna puede usarse un espectro sísmico, por tanto nos apoyaremos en el Capítulo de Diseño por Sismo de CFE MDOC-2015.

3.2.- CÁLCULOS PRELIMINARES

El primer paso consiste en obtener la carga unitaria de diseño, aunque la normativa propone un valor de $12\ KN/m^2$, equivalente a $1224.00\ kgf/m^2$, una forma más exacta de calcularla es realizar el análisis de cargas. Este análisis debe incluir la carga muerta más la carga viva sísmica, estos valores se pueden tomar de las NTC-2017 en el apartado sobre criterios y acciones para el diseño de edificaciones.

Tabla 3.1. Valores de Carga Viva Accidental NTC-2017 para Entrepiso

Entrepiso		
W=	100	kg/m^2
Wa=	180	kg/m^2
Wm=	250	kg/m^2

Tabla 3.2. Valores de Carga Viva Accidental NTC-2017 para Azotea

Azotea		
W=	15	kg/m^2
Wa=	70	kg/m^2
Wm=	100	kg/m^2

Las NTC-2017 consideran factores de seguridad que modifican las cargas muertas y vivas para el diseño, por lo tanto, se propone que la carga de diseño sea factorizada ya que así estamos tomando en cuenta la carga sea la más probable cuando el edificio este sometido a un sismo. Las unidades deben ser dadas en kgf/m^2.

Tabla 3.3. Factores de Carga NTC-2017

Factor de Carga Muerta:	1.1
Factor de Carga Viva:	1.1

El peso total de cada piso se obtendrá multiplicando el área total del entrepiso por la carga unitaria de diseño, mientras que la carga tributaria por columna será la multiplicación del área tributaria por la carga unitaria de diseño.

3.3.- VULNERABILIDAD SISMICA PARA EL PRIMER NIVEL DE ANÁLISIS

3.3.1.- Índice básico estructural E_0

El índice básico estructural para el primer nivel de análisis conservara el procedimiento descrito en el capítulo anterior. En primer lugar es necesario clasificar los elementos verticales de acuerdo con la Tabla 2.1. Clasificación de los elementos verticales para el primer nivel de análisis. El índice E_0 resultará del valor mayor de

las Ec. 5 y Ec. 6, estas ecuaciones no dependen directamente del sistema de unidades que se utilice.

3.3.2.- Índice de Resistencia C

De manera general, las Ec. 7, Ec. 8 y Ec. 9 se conservan igual, mientras que las Ec. 10, Ec. 11 y los valores de resistencia promedio a esfuerzo cortante se modificaran debido al cambio al sistema gravitacional de unidades como se muestra a continuación:

Factor B_c

$$Bc = \frac{Fc}{204} \text{ si Fc} \leq 204 \qquad \textit{Ec. 48}$$

$$Bc = \sqrt{\frac{Fc}{204}} \; si \; Fc > 204 \qquad \textit{Ec. 49}$$

Dónde:

$C_W =$ Índice de Resistencia de Muros.
$C_C =$ Índice de Resistencia de Columnas.
$C_{SC} =$ Índice de Resistencia de Columnas extremadamente cortas.
$\tau_{W1} =$ Promedio del esfuerzo cortante en el estado último de muros confinado con dos columnas, el cual puede ser tomado como $30.6 \; kgf/cm^2$.
$\tau_{W2} =$ Promedio del esfuerzo cortante en el estado último de muros confinado con una columna, el cual puede ser tomado como $20.4 \; kgf/cm^2$.
$\tau_{W3} =$ Promedio el esfuerzo cortante en el estado último de muros son confinamiento, el cual puede ser tomado como $10.2 \; kgf/cm^2$.
$\tau_C =$ Promedio del esfuerzo cortante en el estado último de columnas, el cual puede ser tomado como $10.2 \; kgf/cm^2$ o $7.14 \; kgf/cm^2$ en caso de que la relación h_0/D sea mayor que 6.
$\tau_{SC} =$ Promedio del esfuerzo cortante en el estado último de columnas extremadamente cortas, el cual puede ser tomado como $15.3 \; kgf/cm^2$.
$A_{W1} =$ Área total de la sección transversal de muros confinados con dos columnas en el piso y la dirección efectiva de estudio (cm^2).
$A_{W2} =$ Área total de la sección transversal de muros confinados con una columna en el piso y la dirección efectiva de estudio (cm^2) .

A_{W3} = Área total de la sección transversal de muros sin confinamiento de columnas en el piso y dirección efectiva de estudio (cm^2) .
A_C = Área total de la sección transversal de columnas (cm^2) en el piso de estudio, donde el área de las columnas que confinan los muros, ya sea de una o dos columnas que confinen, deben ser omitidas en el cálculo.
A_{SC} = Área total de la sección transversal de columnas extremadamente cortas en el piso de estudio (cm^2) .
ΣA_f = Área total del piso de estudio (m^2).
ΣW = Peso total (Considerando la carga muerta y la carga viva accidental) del piso de estudio, valor que se tomara de la carga de diseño unitaria descrita en el apartado anterior.
F_C = Esfuerzo de Compresión del concreto kgf/cm^2, el cual puede ser tomado como el especificado en el diseño del esfuerzo de compresión o el obtenido por medio de una prueba de campo, en caso de no tener una inspección especial, pero este valor no debe exceder de $204\ kgf/cm^2$.

Se recomienda no exceder $204\ kgf/cm^2$ como esfuerzo resistente a compresión, si es que no existe una inspección en especial, así que se respeta este límite de resistencia a compresión.

Por lo que se sigue conservando el método de cálculo para el índice C el cual se debe obtener para cada elemento estructural vertical, y la suma de los índices que conformen cada piso será el Índice de resistencia del piso.

3.3.3.- Índice de Ductilidad

El índice de ductilidad representa un coeficiente de modificación a la resistencia sísmica. Así que para el primer nivel de análisis, se respetan los valores dados por los estándares, según la Tabla 2.2. Valores de índice de ductilidad F para el primer nivel de análisis

3.3.4.- ÍNDICE DE IRREGULARIDAD S_D

Para obtener el índice S_D se no se empleará una metodología distinta a la descrita en el capítulo anterior. Así que los valores y puntos a evaluar están dados por la Tabla 2.3. Valores para calcular índice de Irregularidad el primer nivel de análisis. De la misma manera para calcular el índice S_D se obtendrá a partir de las ecuaciones Ec. 12, Ec. 13 y Ec. 14.

La metodología de análisis de cada punto descrito en el apartado 2.3.5.- Descripción de los Valores del Índice de Irregularidad no tendrá ningún cambio, así que se seguirán calculando de la misma manera.

3.3.5.- Índice de tiempo T

Para obtener el índice de tiempo, usaremos la misma clasificación dada por la Tabla 2.4. Valores para calcular índice de tiempo el primer nivel de análisis. El índice T será el valor mínimo que resulte de la columna 3.

3.3.6.- Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) I_S

En este caso el índice sísmico estructural igual se considera dado por la Ec. 1.

3.4.- VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS

El segundo nivel de análisis es un método más detallado para obtener la vulnerabilidad sísmica. Así que para este caso también se proponen algunos cambios para que el cálculo se ajuste mejor a la normativa del país. La metodología e hipótesis siguen siendo las mismas que en la norma japonesa.

3.4.1.- Índice básico estructural E_0

El primer paso para obtener el índice básico estructural es clasificar a sus elementos verticales de acuerdo a sus propiedades y tipo de falla, para lo cual, se empleará la Tabla 2.5. Clasificación de los Elementos Verticales para el Segundo Nivel de Análisis y clasificarlos de acuerdo a lo descrito en el apartado **2.4.1.-Índice básico estructural E_0**.

El índice sísmico de la estructura E_0 seguirá en función de las propiedades que nos aporta el índice de resistencia, el índice de ductilidad y el factor de esfuerzo efectivo. Así que el E_0 será el valor mayor que se obtenga de las ecuaciones Ec. 15 y Ec. 16.

La metodología de análisis será la misma que se describió en el capítulo anterior, para la Ec. 15 considerando a la ductilidad como propiedad dominante y para la Ec. 16 considerando a la resistencia como propiedad dominante, y en caso de ser

necesario aplicar el factor de esfuerzo efectivo, cuyos coeficientes se tomarán de la Tabla 2.6. Factor de Esfuerzo Efectivo

De la misma manera, se deben proponer varias propuestas de clasificaciones por parte del proyectista, analizando una por una para encontrar la que se ajuste mejor a la estructura como se describe en el subcapítulo 2.4.1.5.-Análisis de las clasificaciones por el Proyectista.

3.4.2.- Índice de Resistencia C

El índice de resistencia se obtendrá de acuerdo a lo establecido en el apartado 2.4.2.-Índice de Resistencia C del capítulo anterior.

3.4.2.1.- Identificación del modo de falla y cálculo de la última capacidad de carga lateral

La capacidad de carga lateral última será definida como el valor menor entre Q_{mu} y Q_{su}, siguiendo el principio de no tener consideraciones especiales, el procedimiento para la obtención del índice de resistencia C no tendrá cambio alguno, por tanto, se usará la Ec. 20 para su cálculo en cada elemento vertical.

3.4.3.- Cálculo de las Resistencias Últimas

Para el cálculo de las resistencias últimas usaremos las normas japonesas tomando las mismas consideraciones, principalmente a lo referente a la variación de fuerza axial que pueden provocar el peso de las columnas, mientras el edificio no sobrepase los seis niveles, se acepta simplificar el análisis omitiendo el peso de las columnas las cuales no deben soportar muros de carga.

Sin embargo, debido al sistema de unidades utilizado en las ecuaciones de resistencias últimas, será necesario modificar la expresión para la Fuerza Cortante Última Q_{su} sea compatible con el sistema gravitacional, (la conversión se especifica en el ANEXO 2. CONVERSIÓN DE UNIDADES DE UNIDADES EN LA EC. 50). Las ecuaciones se describen a continuación:

3.4.4.- Momento Flexionante Último

El momento flexionante último se calculará conforme lo dispuesto en el capítulo anterior, donde se puede aceptar sustituir el diagrama de interacción para obtener la resistencia de la columna por las Ec. 21, Ec. 22 y Ec. 23.

De las ecuaciones anteriores se observa que es necesario tener delimitada el área total de la sección transversal en donde se encuentra el área de acero, por tanto, como cálculo preliminar se recomienda obtener esta área obteniéndola por medio de la revisión del eje neutro, recordando que esta área se debe revisar en las direcciones x-x y y-y.

Para este grupo de ecuaciones no se proponen cambios en los coeficientes, debido a que son compatibles con el sistema gravitacional de unidades simplemente utilizando las unidades que corresponden.

3.4.5.- Último Cortante Resistente

La ecuación (27) que emplea los estándares para calcular el último cortante resistente no es compatible si utilizamos unidades del sistema gravitacional, así se debe realizar un ajuste en sus coeficientes, de la cual resulta la siguiente ecuación:

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053 {p_t}^{0.23} (183.55 + Fc)}{\frac{M}{(Q * d)} + 0.12} + 2.714 \sqrt{P_w * s\sigma_{wy}} + 0.1\, \sigma_0 \right) * b * j \qquad \textit{Ec. 50}$$

El procedimiento de la conversión de los coeficientes de la ecuación anterior se puede observar en el ANEXO 2. CONVERSIÓN DE UNIDADES DE UNIDADES EN LA EC. 50, las limitantes de esta ecuación son las mismas que se describen en el capítulo anterior. Las unidades se deben corresponder al sistema gravitacional.

3.4.6.- Índice de Ductilidad F

La metodología para obtener los índices de ductilidad estará en función de la clasificación del elemento vertical, para lo cual se usarán las resistencias de fuerza lateral (descritas en el apartado anterior), y los ángulos de distorsión de los

elementos. Las ecuaciones para su cálculo serán las mismas que se describen en el apartado 2.4.3.-Índice de Ductilidad $\boldsymbol{F}$**.**

3.4.6.1.- Deformación última de la estructura en términos de Ángulo de distorsión lateral.

El procedimiento de cálculo de los ángulos de distorsión lateral será la misma que se indica en el 2.4.4.1.-Deformación Última en términos de ángulo de distorsión lateral.**.**

El siguiente diagrama de flujo sirve como una guía para simplificar el proceso del cálculo del índice de ductilidad F.

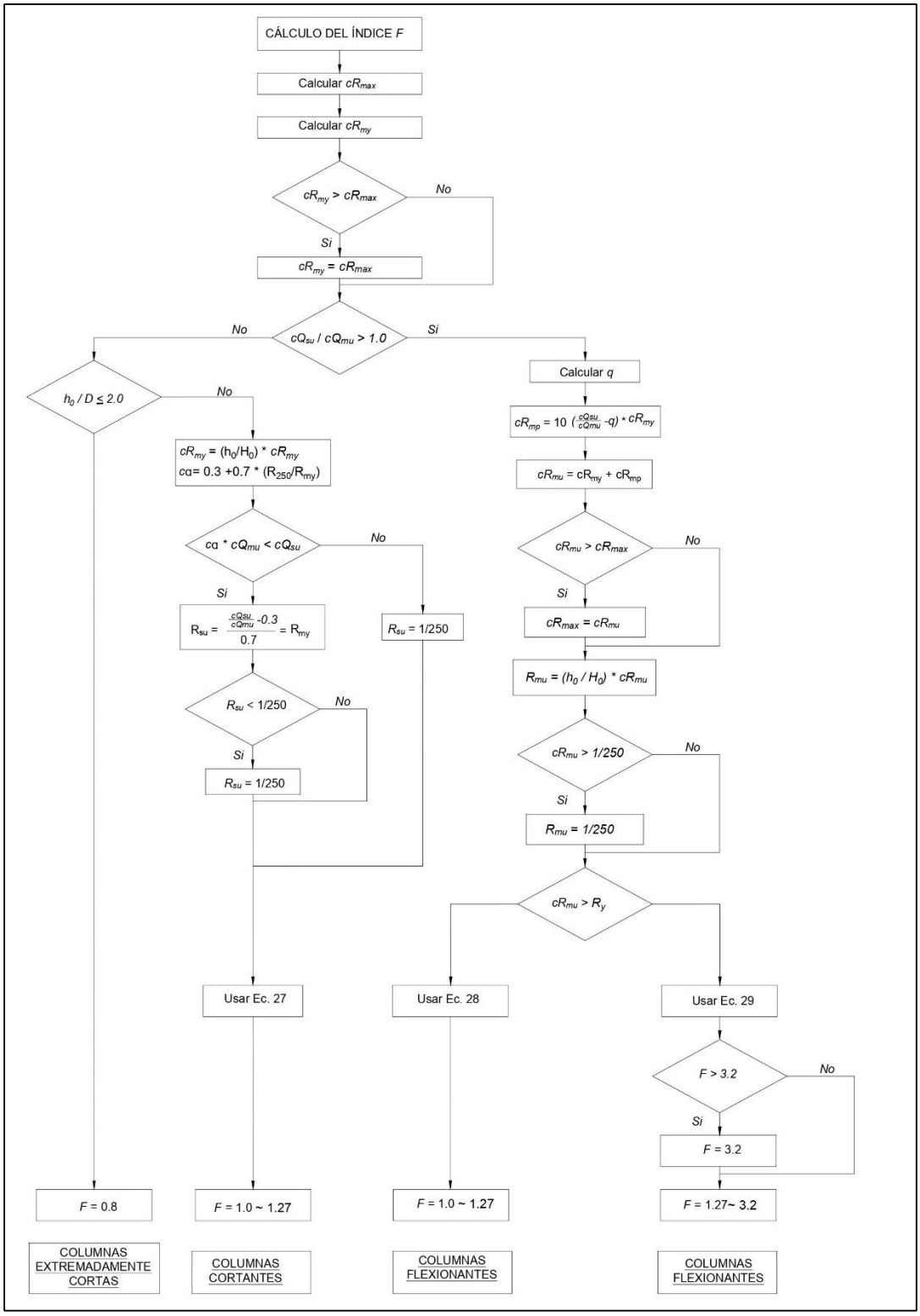


Figura 3.1. Diagrama de Flujo para calcular F en Columnas

3.4.7.- Índice de Irregularidad S_D

Dentro del segundo nivel de análisis el índice de resistencia debe revisar los puntos (a-j) tomando como referencia lo establecido en 2.4.5.-Índice de Irregularidad $\boldsymbol{S_D}$. En adición se deben revisar los puntos l y m, de acuerdo con la Tabla 2.7. Clasificación y Valores de G y R para el Segundo Nivel de Análisis, sin embargo para los puntos m y o se deben tomar las siguientes consideraciones:

l) Excentricidad

Para este punto también se define como $l = E/\sqrt{B^2 + L^2}$, S: centro de gravedad, G= el centro de rigidez, para lo cual, el centro de gravedad o de masas se obtendrá mediante la metodología clásica; mientras lo que respecta al centro de rigidez, se ocuparan las ecuaciones de Wilbur con el objetivo de que esta metodología sea de un cálculo rápido sin la necesidad de apoyarse de otros softwares.

n) Razón entre el Piso Inferior y Superior

La obtención del punto n, se dispondrá en lo dispuesto del 2.4.5.-Índice de Irregularidad $\boldsymbol{S_D}$.

3.4.8.- Índice de tiempo T

El índice de tiempo se obtendrá con la Ec. 43 tomando también como apoyo la Tabla 2.9. Evaluación del Índice de Tiempo para el Segundo Nivel de Análisis.

3.4.9.- Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) I_S

El índice sísmico estructural se calculará con la Ec. 1.

3.5.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA I_{SO}

El índice de demanda sísmica representará el coeficiente de aceleración de demanda dada por el sismo de mayor probabilidad de ocurrencia en el sitio, así que lo aceptable sea que esta coeficiente sea menor que el coeficiente dado por el índice I_S.

La normativa propone la Ec. 46 para obtener este índice, sin embargo, los factores que la componen están regulados para emplearse en Japón, por tanto, suponer

estos valores principalmente los referentes a índice E_S en México, sería incorrecto por lo descrito en el capítulo anterior. Como una manera alternativa algunos países donde se ha adaptado esta normativa de revisión, como solución al índice I_{SO}, proponen que el coeficiente de aceleración de demanda sea la ordenada máxima del espectro de diseño sísmico reducido.

Siguiendo esta misma línea de análisis, I_{SO} será igual a la ordenada máxima del espectro sísmico de diseño, debido a que en el espectro interviene de manera indirecta la actividad sísmica del sitio, importancia de la edificación y factores de modificación debido al suelo, los cuales podrían representar de buena manera los coeficientes Z, G y U de la norma japonesa.

La metodología que se propone para la construir el espectro sísmico será la dada por el Capítulo de Diseño por Sismo de CFE MDOC-2015 ya que proporciona los datos necesarios para construir el espectro en cualquier parte del país.

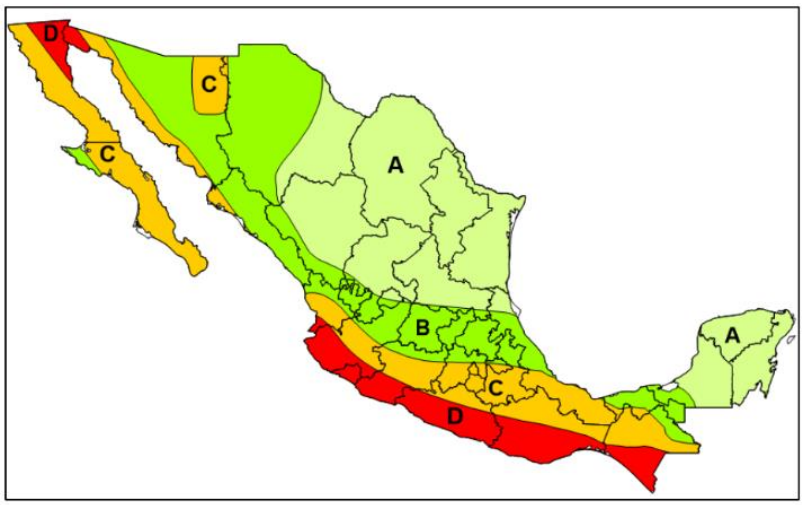


Figura 3.2. Mapa de Zonificación Sísmica de México

El mapa anterior muestra la regionalización sísmica de la República Mexicana por CFE, lo cual puede ser análogo del coeficiente Z.

Como el objetivo principal de este trabajo es crear una propuesta de revisión rápida y lo más certera posible, podemos usar el programa de Prodisis para obtener el

espectro de diseño manera práctica, sin embargo se deben tener algunas consideraciones:

Se decide utilizar Prodisis porque este nos proporciona un espectro de diseño sin contar con datos que provengan de pruebas del suelo, recordemos que estos son necesarios para construir un espectro sísmico de sitio. Se propone así a favor de que muchas veces para revisiones rápidas resultaría difícil solicitar estas pruebas, aunque el programa solicita velocidades de onda y un estrato equivalente para determinar el tipo de terreno, en este caso, y tomando en cuenta que no se tiene la información certera, la elección del tipo de terreno que representa el espectro quedará a criterio del evaluador.

Debido a que Prodisis solo nos otorga el espectro regional que solo puede ser utilizado a estructuras tipo B1 y A1, será el espectro de diseño de donde se obtenga la ordenada máxima como valor de I_{SO} además de que esta metodología solo puede ser aplicada a este tipo de estructuras.

Recordemos que para edificaciones consideradas como A+ y A1 es requisición de CFE una exploración detalladas de las condiciones del suelo, dada por las pruebas que se describen en el Manual MDOC 2015.

Además en caso de que se tenga el espectro de sitio o la información para construirlo, de I_{SO} será el de la ordenada de este espectro y no el dado por Prodisis.

Finalmente, también se propone que cuando se emplee el primer nivel de análisis como revisión, el valor de la ordenada máxima del espectro se multiplique por un factor de *1.35*, como medida de seguridad extra, como manera análoga a la norma japonesa.

Estas medidas se proponen con la intención de que la metodología sea fácil de usar permitiéndonos tener información sobre el riesgo sísmico de la edificación.

CAPÍTULO 4.- EJEMPLO DE APLICACIÓN

El propósito de este capítulo es aplicar la metodología propuesta para la evaluación de vulnerabilidad sísmica mediante un ejemplo práctico en un edificio de concreto reforzado a base de marcos rígidos que se revisará el primer y segundo nivel de análisis.

Para efectos del ejemplo y como medida para salvaguardar la identidad, ubicación y uso del edificio, se supondrá que se localiza en la ciudad de Puebla para un uso de aulas escolares. Su estructuración es a base marcos rígidos de dos niveles. Para la evaluación se cuenta con información proveniente de los planos arquitectónicos, planos estructurales, detalles de secciones y armados de columnas.

En este caso en particular, debido a que es una planta simétrica y la altura libre es semejante en ambas direcciones, se asume que el análisis resultará el mismo para la dirección x-x como para la dirección y-y, por lo tanto solo se describirá la dirección de análisis x-x.

Debido a que no existirá un análisis detallado o muestras de laboratorio que comprueben la resistencia a compresión del concreto, se asume el valor de $f´c$ propuesto por las normas equivalente a $204\ kgf/cm^2$.

A continuación se muestran las plantas arquitectónicas, fachadas y los armados de las columnas, los cuales no ayudaran a desarrollar el ejemplo:

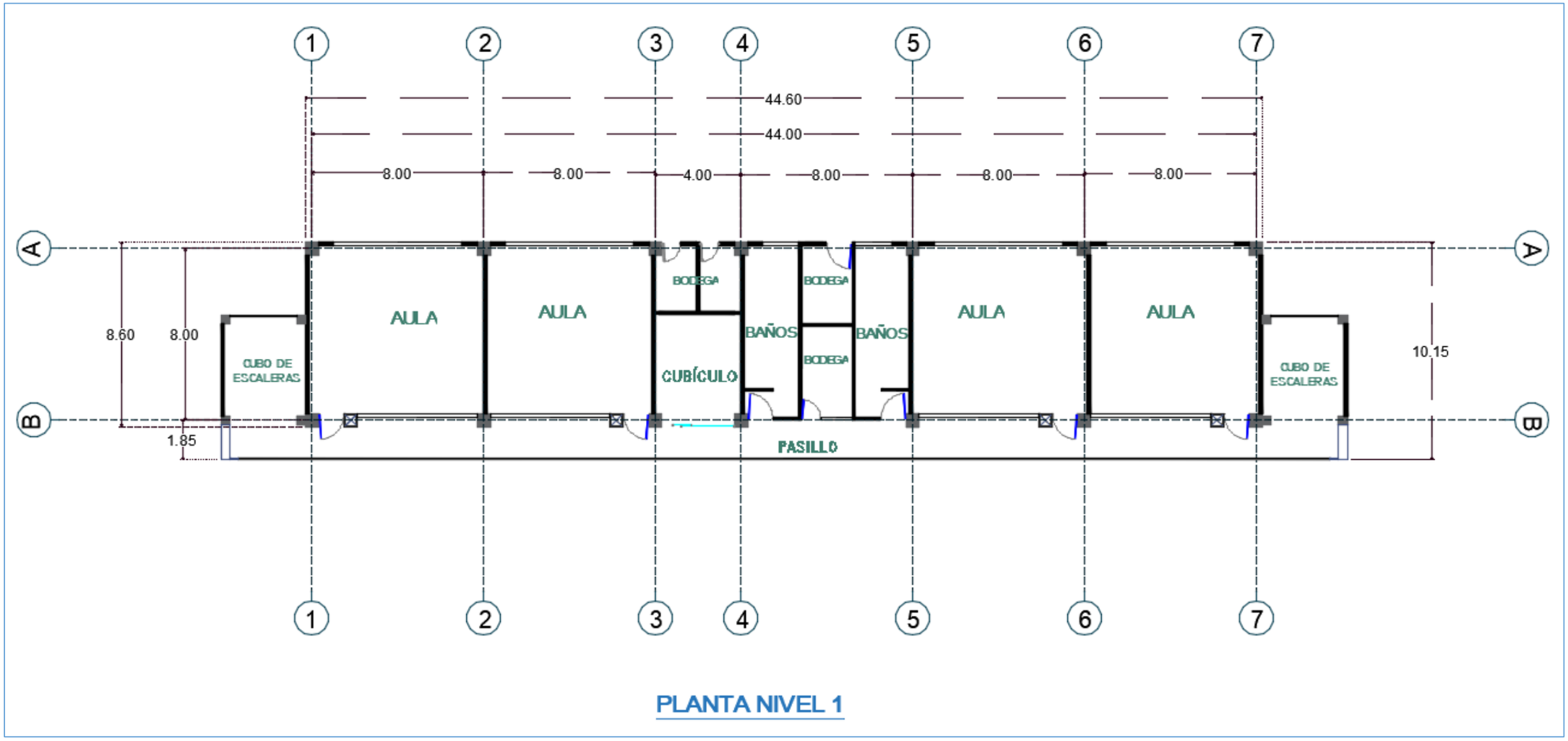


Figura 4.1. Planta del Nivel 1

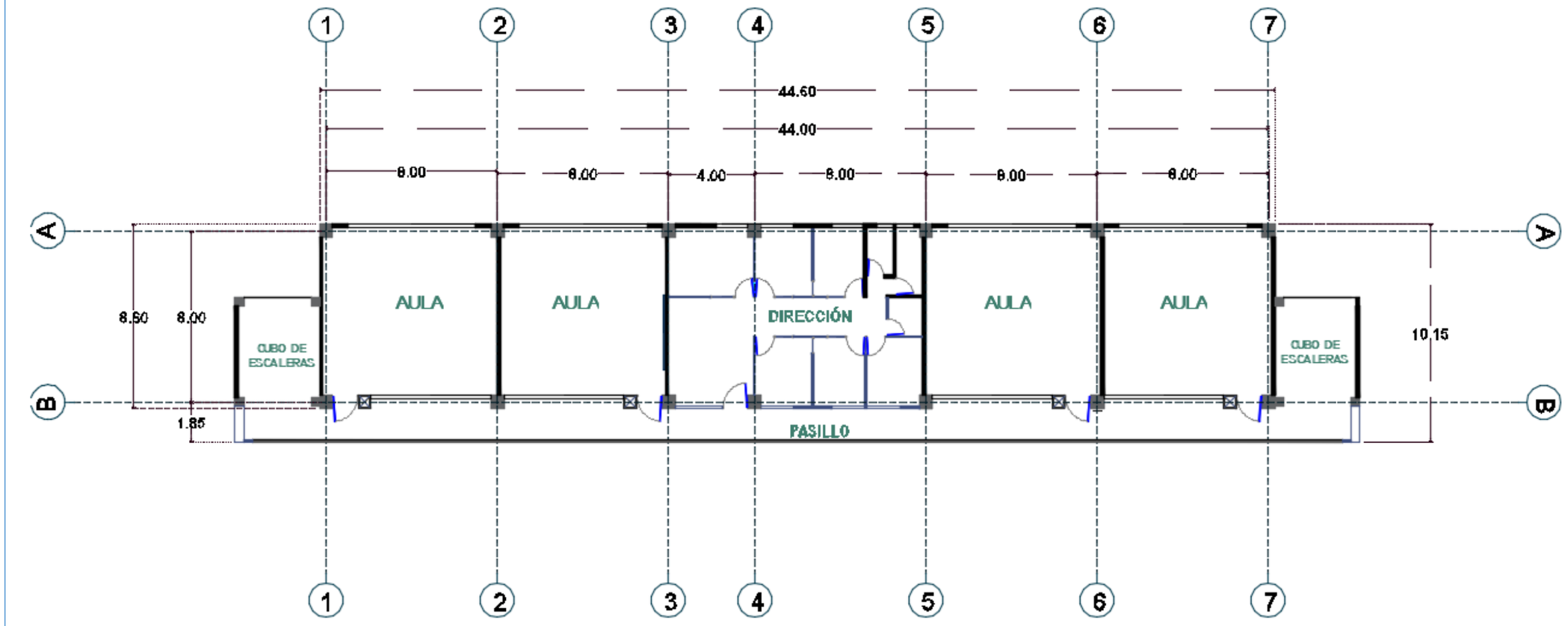


Figura 4.2. Planta del segundo Nivel

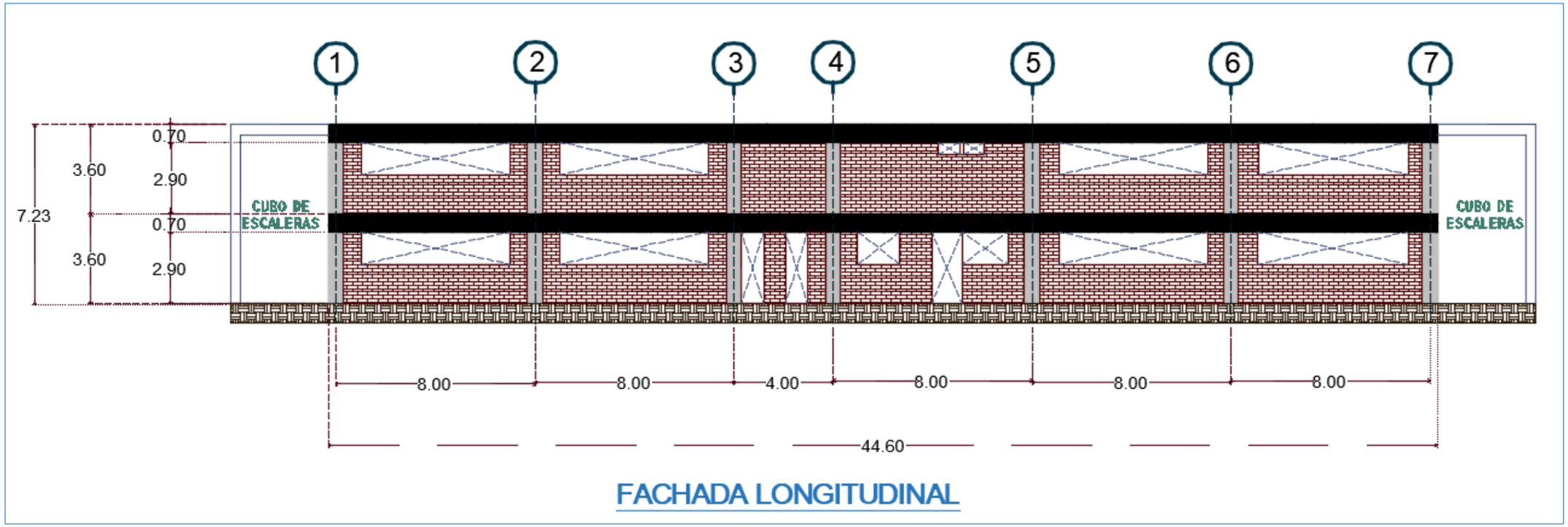
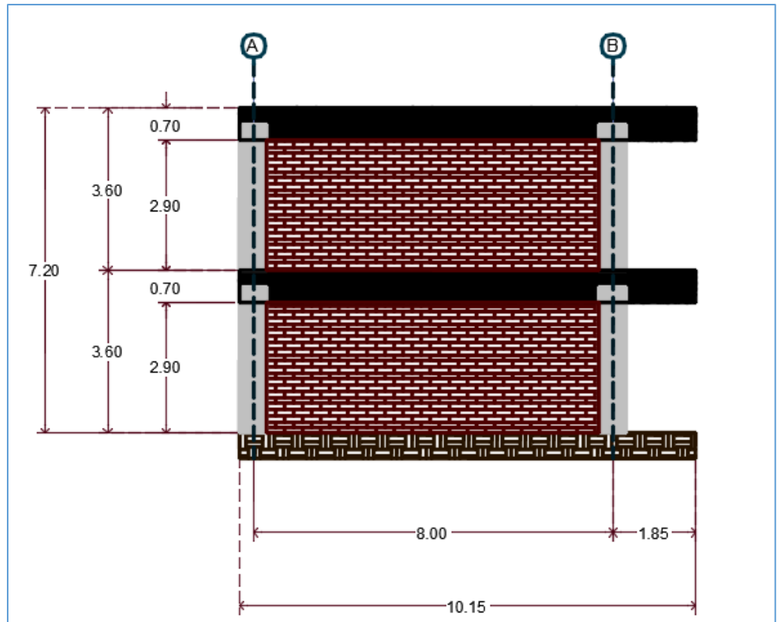


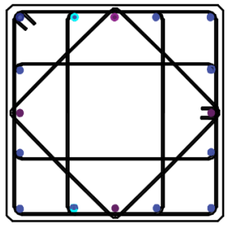
Figura 4.3. Fachada Longitudinal



FACHADA TRANSVERSAL

Figura 4.4. Fachada Transversal

COLUMNA C-1
ARMADO:
(●) 12#8+(●) 4#10
ESTR. #3@20cm



COLUMNA C-2
ARMADO:
(●) 16#8+
ESTR. #3@20cm

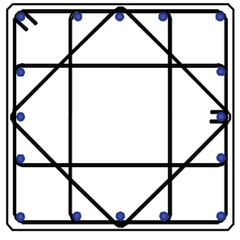


Figura 4.5. Sección de las Columnas

4.1.- **CÁLCULOS PRELIMINARES**

4.1.1.- Determinación de la Carga Unitaria de Diseño

La carga unitaria de diseño la obtendremos a partir de un análisis de cargas, donde se toman como referencia las NTC-2017 para obtener los valores de carga viva y factores de carga sísmicos como el destino de la estructura será para aulas escolares, está pertenecerá al grupo A.

Los planos estructurales del edificio nos indican que las losas son un sistema de vigueta y bovedilla con peralte de 30 centímetros.

En primer lugar se obtiene la carga muerta, la cual resulta de la suma del peso propio del sistema estructural más la sobrecarga muerta dada por los acabos, para el análisis de peso propio empleare bovedilla de poliestireno, material que tiene una densidad promedio de 12 kg/m^3. Las dimensiones del módulo se presentan en el siguiente diagrama:

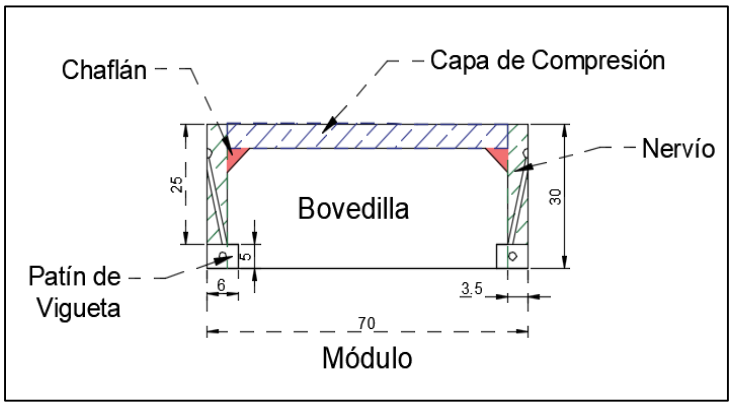


Figura 4.6 Módulo de análisis vigueta y bovedilla

El análisis de peso propio se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 4.1. Cálculo de Peso Propio

Peso Propio de la Losa						
	Base	**Altura**	**Profundidad**	**Cantidad**	**P.Vol**	**Peso**
	cm	**cm**	**cm**	**Pzas**	**kg/m^3**	**kg**
Nervio	3.5	25	127	2	2400	53.34
Patin Vig	6	5	127	2	2400	18.288
Capa Comp.	63	5	127	1	2200	88.011
Chaflan	2.50	5	127	2	2200	6.985
Bovedilla	63	25	127	1	12	2.4003
				Peso modulo=	**169.0**	**kg**
Área Modulo=		0.889	m^2	**PP=**	**190.1**	**kg/m^2**

El análisis de los acabados para azotea y entrepiso es el siguiente:

Tabla 4.2. Cálculo de peso de sobrecarga muerta por acabados en losa de azotea

Losa de Azotea			
Material	**Espesor**	**P. Vol.**	**Carga/m^2**
	cm	**kg/m^3**	**kg/m^2**
Cuadrado	2	1500	30
Mortero	2.5	2100	52.5
Impermea.	0.4	1250	5
Relleno	8	1200	96
Aplanado	1.5	1500	22.5
Sobrecarga por mortero=			40
Carga por Acabados=		**246**	**kg/m^2**

Tabla 4.3. Cálculo de peso de sobrecarga muerta por acabados en losa de entrepiso

Losa de Entrepiso			
Material	**Espesor**	**P. Vol.**	**Carga/m^2**
	cm	**kg/m^3**	**kg/m^2**
Loseta	1.5	2000	30
Mortero	2.5	2100	52.5
Aplanado	1.5	1500	22.5
Sobrecarga por Mortero=			40
Carga por Acabados=		**145**	**kg/m^2**

La carga muerta será la suma del peso propio más el peso por sobrecarga muerta de acabados; por lo cual se obtendrán dos valores de carga muerta (para azotea y entrepiso) como se muestra en la tabla siguiente:

Tabla 4.4. Cálculo de carga muerta para azotea

Losa de Azotea		
Peso Propio=	190.1	kg/m^2
Peso Acabados=	246	kg/m^2
CM=	**436**	**kg/m^2**

Tabla 4.5. Cálculo de carga muerta para entrepiso

Losa de Entrepiso		
Peso Propio=	190.1	kg/m^2
Peso Acabados=	145	kg/m^2
CM=	**335**	**kg/m^2**

El método de análisis nos indica que la carga viva será la que corresponda a la carga por sismo. Estos valores se obtendrán de las NTC-2017 como carga viva accidental (W_a). Los valores son los siguientes:

Tabla 4.6. Valores de carga viva accidental NTC-2017 para entrepiso

Entrepiso		
W=	100	kg/m^2
Wa=	180	kg/m^2
Wm=	250	kg/m^2

Tabla 4.7. Valores de carga viva accidental NTC-2017 para azotea

Azotea		
W=	15	kg/m^2
Wa=	70	kg/m^2
Wm=	100	kg/m^2

Por otro lado, las misma NTC-2017 nos indican que la carga muerta y carga viva deben multiplicarse por un factor de carga para el análisis sísmico, los cuales serán los siguientes:

Tabla 4.8. Factores de Carga NTC-2017

Factor de Carga Muerta:	1.1
Factor de Carga Viva:	1.1

L cargas para azotea y entrepiso multiplicadas por sus respectivos factores de cargas nos resultan las siguientes cargas:

Tabla 4.9. Cargas para losa de azotea

Losa de Azotea:		
Carga Muerta:	480	kg/m^2
Carga Viva:	77	kg/m^2
Carga=	**557**	**kg/m^2**

Tabla 4.10. Cargas para Losa de Entrepiso

Losa de Entrepiso:		
Carga Muerta:	369	kg/m^2
Carga Viva:	198	kg/m^2
Carga=	**567**	**kg/m^2**

De acuerdo con los resultados que se obtuvieron, los valores de carga para losa de azotea y entrepiso no tienen gran diferencia, por lo tanto, para efectos más prácticos del método tomare la carga mayor (Carga para Losa de Azotea) como la carga unitaria de diseño del edificio, por tanto, tenemos:

$$\underline{Carga\ de\ Diseño\ Unitaria = 570\ kg/m^2}$$

4.1.2.- Determinación del Peso Total de Cada Entrepiso

El peso total del entrepiso se obtendrá mediante la multiplicación del área total del piso por la carga unitaria de diseño. Los siguientes diagramas muestran el área total de la planta de cada piso.

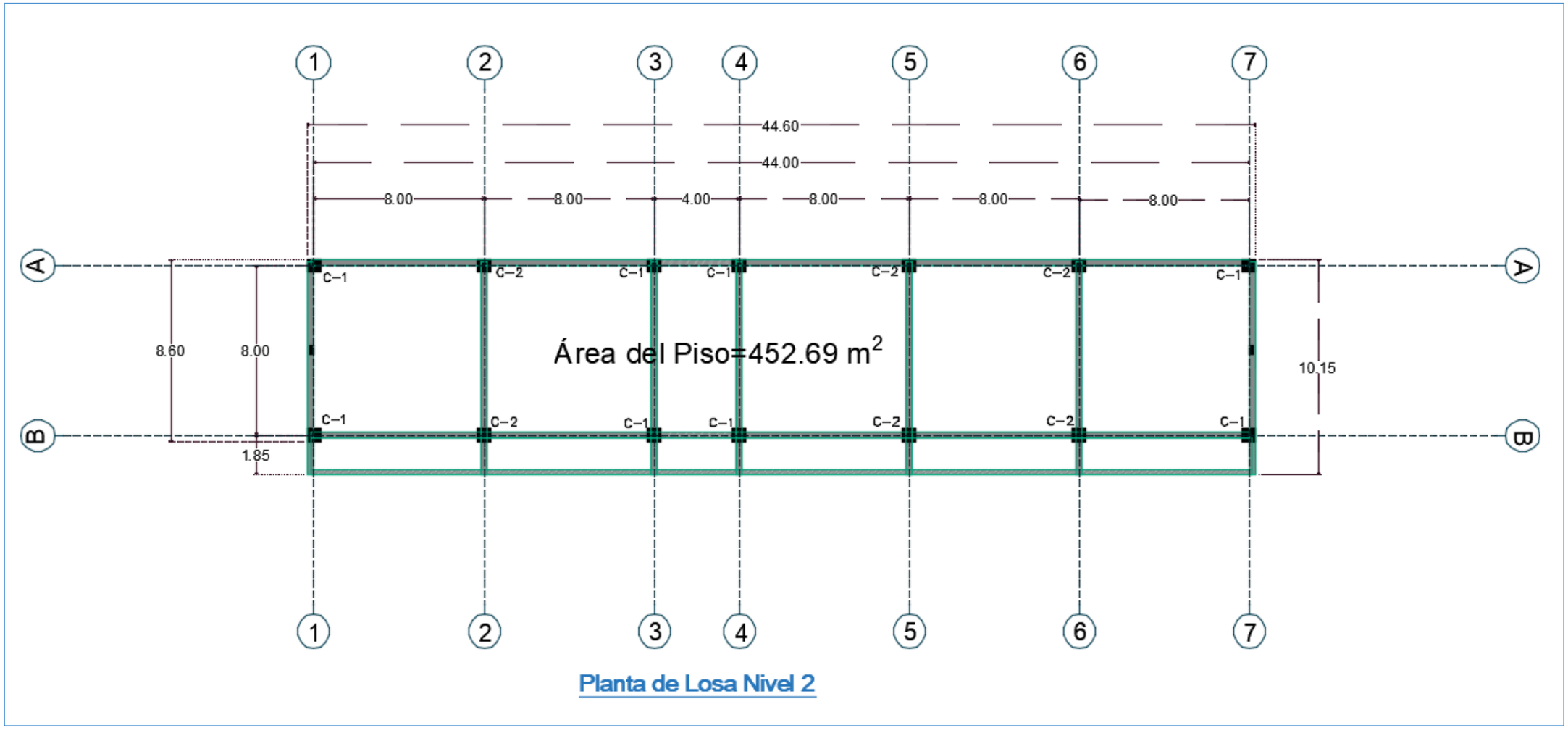


Figura 4.1. Área total del piso 2

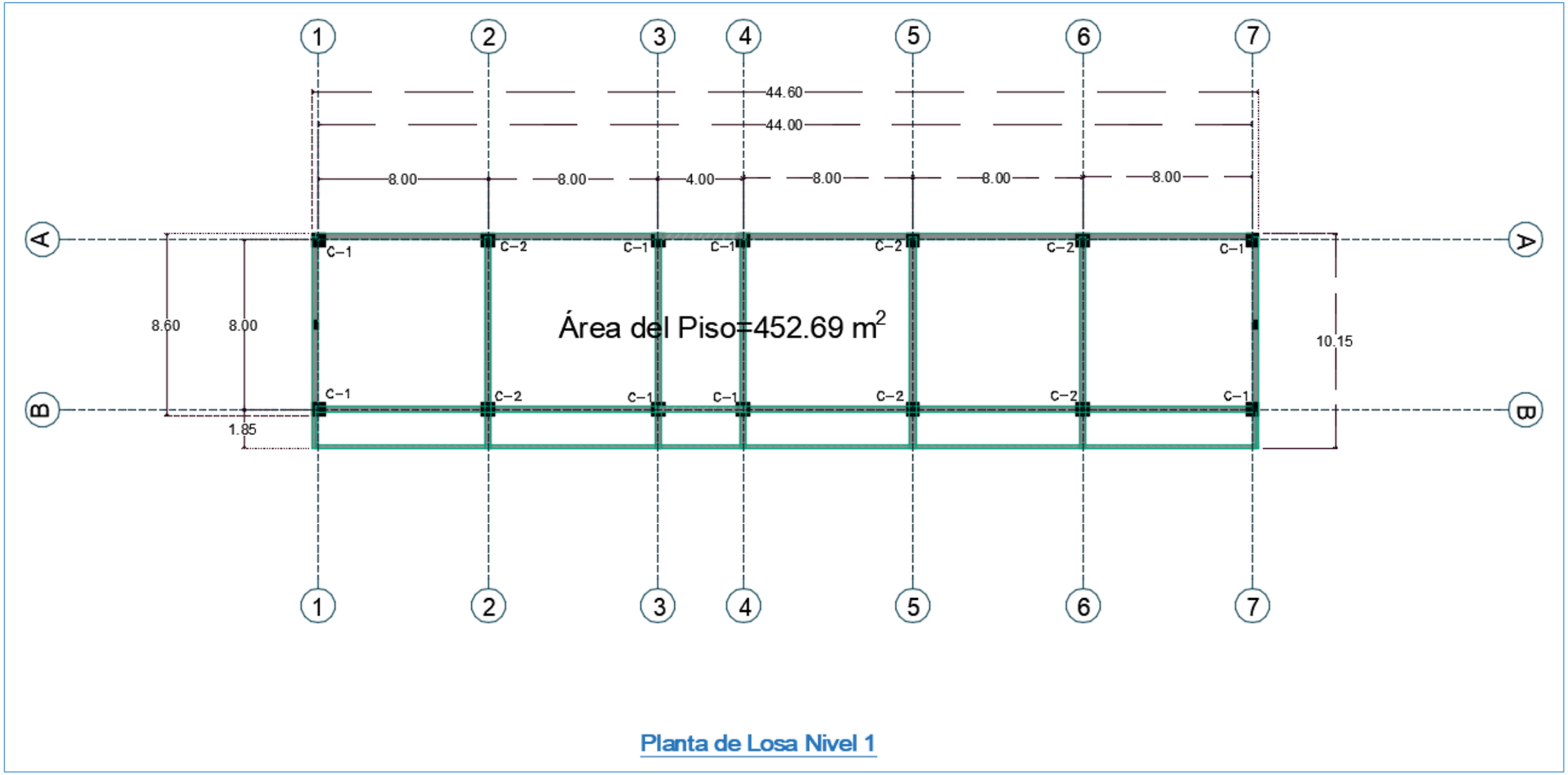


Figura 4.2. Área total del piso 1

La carga total de cada piso es la siguiente:

Tabla 4.11. Peso total por piso

Piso	Peso Unitario W (kgf)	Área del Piso At (m^2)	Peso del Piso Wi (Tonf)	∑Wi (Tonf)
2	570	453	258	258
1	570	453	258	516

4.1.3.- Determinación de la Carga Tributaria por Columna

Para determinar la carga tributaria por columna primeramente es necesario dividir las plantas de acuerdo con la el área tributaria que soportará cada columna, como se muestra en la Figura 4.7 y la Figura 4.8.

Por lo tanto, la carga tributaria por columna será el resultado de la multiplicación del área tributaria por la carga unitaria de diseño. Los resultados se muestran en la tabla a continuación:

Tabla 4.12. Carga Tributaria por Columna

Ejes	Piso	Ancho (m)	Longitud (m)	Área Soportada A (m^2)	A * W (Tonf)	Carga N (Tonf)
1A	2	4.15	4.15	17.22	9.82	9.82
	1	4.15	4.15	17.22	9.82	19.63
1B	2	4.15	6	24.90	14.19	14.19
	1	4.15	6	24.90	14.19	28.39
2A	2	8.15	4.15	33.82	19.28	19.28
	1	8.15	4.15	33.82	19.28	38.56
2B	2	8.15	6	48.90	27.87	27.87
	1	8.15	6	48.90	27.87	55.75
3A	2	6	4.15	24.90	14.19	14.19
	1	6	4.15	24.90	14.19	28.39
3B	2	6	6	36.00	20.52	20.52
	1	6	6	36.00	20.52	41.04
4A	2	6	4.15	24.90	14.19	14.19
	1	6	4.15	24.90	14.19	28.39
4B	2	6	6	36.00	20.52	20.52
	1	6	6	36.00	20.52	41.04
5A	2	8	4.15	33.20	18.92	18.92
	1	8	4.15	33.20	18.92	37.85
5B	2	8	6	48.00	27.36	27.36
	1	8	6	48.00	27.36	54.72
6A	2	8.15	4.15	33.82	19.28	19.28
	1	8.15	4.15	33.82	19.28	38.56
6B	2	8.15	6	48.90	27.87	27.87
	1	8.15	6	48.90	27.87	55.75
7A	2	4.15	4.15	17.22	9.82	9.82
	1	4.15	4.15	17.22	9.82	19.63
7B	2	4.15	6	24.90	14.19	14.19
	1	4.15	6	24.90	14.19	28.39

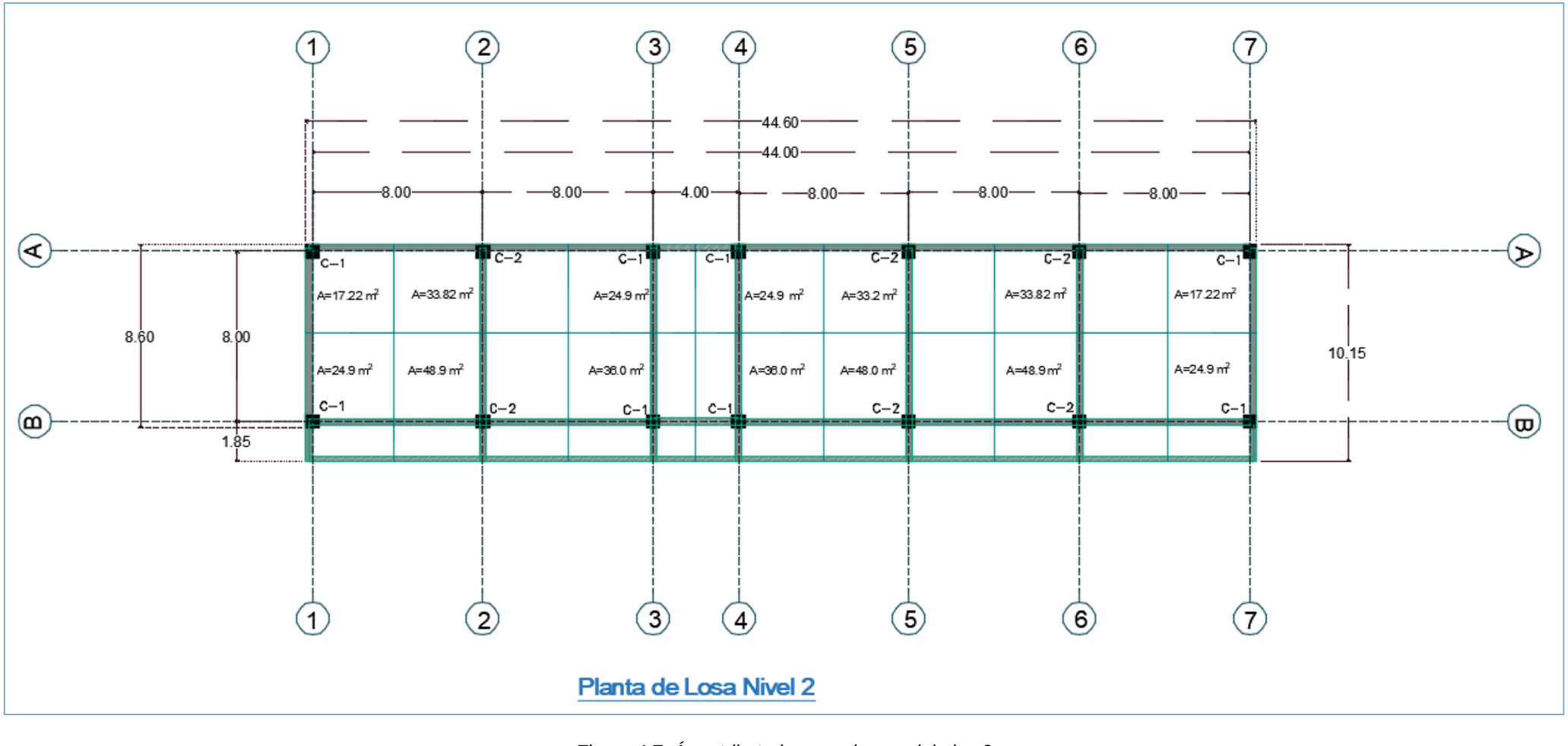


Figura 4.7. Área tributaria por columna del piso 2

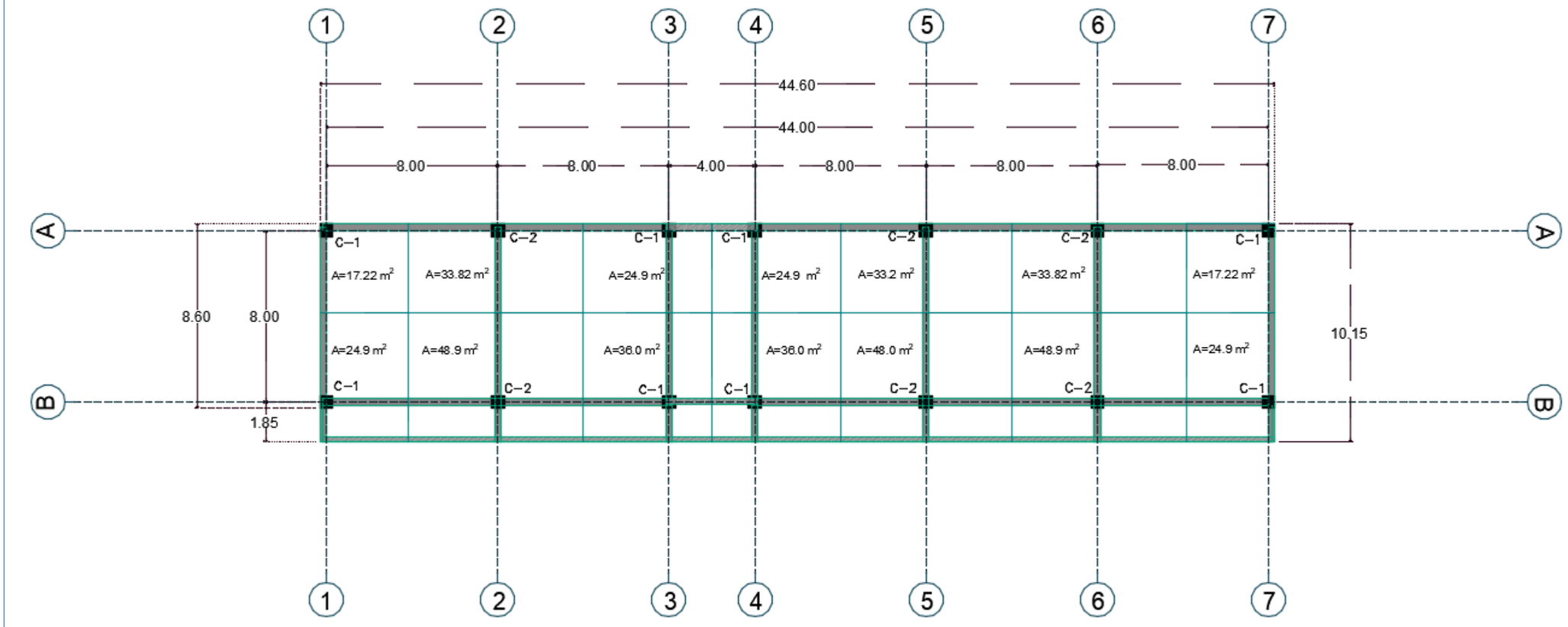


Figura 4.8. Área tributaria por columna del piso 1

4.2.- CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL PRIMER NIVEL DE ANÁLISIS

4.2.1.- Clasificación de los Elementos Verticales Estructurales

Como se ha descrito en el capítulo anterior, el primer paso consiste en clasificar lo elementos verticales estructurales de acuerdo con la Tabla 2.1. Clasificación de los elementos verticales para el primer nivel de análisis.

Recordemos que el índice E_0 se debe calcular para cada piso y en cada dirección de análisis del sismo.

En la siguiente tabla se muestra la clasificación de los elementos verticales con el esfuerzo cortante promedio correspondiente (descrito en el Capítulo 3).

Tabla 4.13. Clasificación de los elementos verticales del piso 2

Piso	Ejes	Elemento	ho (m)	D (cm)	ho/D	Categoria	τ (kgf/cm^2)
2	1A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	1B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	2A	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	2B	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	3A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	3B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	4A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	4B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	5A	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	5B	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	6A	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	6B	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	7A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
2	7B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2

Tabla 4.14. Clasificación de los elementos verticales del piso 1

Piso	Ejes	Elemento	ho (m)	D (cm)	ho/D	Categoria	τ (kgf/cm^2)
1	1A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	1B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	2A	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	2B	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	3A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	3B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	4A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	4B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	5A	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	5B	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	6A	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	6B	C2	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	7A	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2
1	7B	C1	2.9	60	4.83	COLUMNA	10.2

4.2.2.- Cálculo del Índice de Resistencia C

Debido a que se asume que la resistencia del concreto es de $204\ kgf/cm^2$. Se usará la Ec. 48 para calcular Bc.

$$Bc = \frac{204}{204} = 1.0$$

Los elementos verticales han sido clasificados como “columnas”, por lo tanto, se usara la Ec. 8 para calcular el índice de resistencia C, los resultados se muestran en las tablas siguientes, donde se ha calculado la aportación de todos los elementos verticales, por tanto, el índice de resistencia C del piso, será la suma de todos ellos.

Tabla 4.15. Cálculo del índice de resistencia del piso 2

Piso	Ejes	Elemento	Categoria	D (cm)	b (cm)	Área (cm^2)	τ (kgf/cm^2)	Índice de Resistencia Columnas Cc
2	1A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	1B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	2A	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	2B	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	3A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	3B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	4A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	4B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	5A	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	5B	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	6A	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	6B	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	7A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
2	7B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.142
							Piso 2 Cc=	**1.993**

Tabla 4.16. Cálculo del índice de resistencia del piso 1

Piso	Ejes	Elemento	Categoria	D (cm)	b (cm)	Área (cm^2)	τ (kgf/cm^2)	Índice de Resistencia Columnas Cc
1	1A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	1B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	2A	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	2B	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	3A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	3B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	4A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	4B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	5A	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	5B	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	6A	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	6B	C2	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	7A	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
1	7B	C1	COLUMNA	60	60	3600	10.2	0.071
							Piso 1 Cc=	**0.996**

4.2.3.- Cálculo del Índice de Ductilidad F

Para la obtención del índice de ductilidad, se tomaran los valores de la Tabla 2.2. Valores de índice de ductilidad F para el primer nivel de análisis Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 4.17. Cálculo del índice de ductilidad del piso 2

Piso	Ejes	Elemento	Categoria	Fcolumna
2	1A	C1	COLUMNA	1
2	1B	C1	COLUMNA	1
2	2A	C2	COLUMNA	1
2	2B	C2	COLUMNA	1
2	3A	C1	COLUMNA	1
2	3B	C1	COLUMNA	1
2	4A	C1	COLUMNA	1
2	4B	C1	COLUMNA	1
2	5A	C2	COLUMNA	1
2	5B	C2	COLUMNA	1
2	6A	C2	COLUMNA	1
2	6B	C2	COLUMNA	1
2	7A	C1	COLUMNA	1
2	7B	C1	COLUMNA	1

Tabla 4.18. Cálculo del índice de ductilidad del piso 1

Piso	Ejes	Elemento	Categoria	Fcolumna
1	1A	C1	COLUMNA	1
1	1B	C1	COLUMNA	1
1	2A	C2	COLUMNA	1
1	2B	C2	COLUMNA	1
1	3A	C1	COLUMNA	1
1	3B	C1	COLUMNA	1
1	4A	C1	COLUMNA	1
1	4B	C1	COLUMNA	1
1	5A	C2	COLUMNA	1
1	5B	C2	COLUMNA	1
1	6A	C2	COLUMNA	1
1	6B	C2	COLUMNA	1
1	7A	C1	COLUMNA	1
1	7B	C1	COLUMNA	1

4.2.4.- Cálculo del Índice básico estructural E_0

Una vez obtenidos los parámetros de índice de Resistencia e Índice de Ductilidad se puede calcular el Índice Básico estructural, siendo el valor mayor que resulte de la Ec. 5 y Ec. 6.

Para lo cual, primero es necesario obtener el factor de modificación de piso-cortante con Ec. 4:

Tabla 4.19. Cálculo del factor de modificación piso-cortante

Piso	Factor de Modificación
2	0.75
1	1

Los resultados del índice E_0 por las Ec. 5 y Ec. 6 son los siguientes:

Tabla 4.20. Cálculo del índice E_0 por las ecuaciones (5) y (6)

Piso	Factor Mod.	Elemento	C	F		Factor Esfuerzo Efectivo		Índice E_0	
				Fcol	Fcc	α1	α3	Ec (2)	Ec (3)
2	0.75	COLUMNA	1.99	1	0.8	1	0.8	1.49	0.96
1	1	COLUMNA	0.99	1	0.8	1	0.8	0.99	0.63

Por tanto, el índice E_0 para cada piso será:

Tabla 4.21. Cálculo del índice E_0 para cada piso

Piso	E_0 (2)	E_0 (3)	E_0
2	1.49	0.96	**1.49**
1	0.99	0.63	**0.99**

4.2.5.- Cálculo del Índice de Irregularidad S_D

El índice S_D se obtendrá a partir de las ecuaciones Ec. 12, Ec. 13 y Ec. 14 tomando como referencia la clasificación y valores dados en la Tabla 2.3. Valores para calcular índice de Irregularidad el primer nivel de análisis, debido a que las plantas ambos pisos tienen la misma configuración, solo se analizará la planta del piso 1.

Las tablas siguientes muestran los resultados de los puntos a-j y del índice S_D.

Tabla 4.22. Resumen de los valores a-j del índice S_D

Índice de Irregularidad S_D para el Primer Nivel de Análisis piso 2 Y 1						
Puntos a Evaluar			**Resultado**	**G_i**	**R_{1i}**	**q_{1a}**
Balance Horizontal	a	Regularidad	No hay parte proyección	1	1	1
	b	Relación de aspecto de la planta	5.5	0.9	0.5	0.95
	c	Parte estrecha	No tiene parte estrecha	1	0.5	1
	d	Junta de expansión *1	No hay juntas de expansión	1	0.5	1
	e	Buen-estilo de área	No tiene buen-estilo de área	1	0.5	1
	f	Excentricidad del buen-estilo de área *2	No tiene buen-estilo de área	1	0.25	1
	g					1
Balance Elevación	h	Planta de sótano	No hay sótano	1	0.5	1.2
	i	Uniformidad altura de piso	1	1	0.5	1
	j	Planta débil	No hay planta débil	1	1	1
	k					
Excentricidad	l	Excentricidad *3	No aplica			
	m					
Rigidez	n	(Rigidez/masa) Coeficiente del piso superior e inferior	No aplica			
	o				**S_D=**	**1.14**

Tabla 4.23. Resultados del índice S_D

Piso	Dirección x-x	Dirección y-y
2	1.14	1.14
1	1.14	1.14

4.2.6.- Cálculo de Índice de tiempo T

Los resultados de la evaluación para el índice de tiempo se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 4.24. Resultados del índice T

Puntos a considerar	Grado	Valor T
Deflexión	No corresponde a las anteriores	1
Grietas en muros y columnas	No corresponde a las anteriores	1
Experiencia en incendios	No se han presentado incendios.	1
Uso	No corresponde a las anteriores	1
Edad del edificio	19 años o menos	1
Condiciones Finales	No existen problemas	1
	T=	**1**

Por lo tanto:

$$\boldsymbol{T = 1.0}$$

4.2.7.- Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) I_S

Con los resultados del Índice Básico Sísmico estructural, el Índice de Irregularidad y el Índice de Tiempo, se puede calcular el índice final sísmico de la estructura dado por la Ec. 1. La tabla siguiente muestra los resultados, recordemos que será el mismo valor para la dirección x-x y la dirección y-y.

Tabla 4.25. Resultados del índice I_S

Piso	Índice E_0	S_D	T	I_S
2	1.49	1.14	1	1.70
1	0.99	1.14	1	1.13

4.3.- CÁLCULO DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA PARA EL SEGUNDO NIVEL DE ANÁLISIS

De acuerdo a la recomendación del capítulo anterior, debemos calcular sus resistencias a cargas laterales, denominadas Fuerza Cortante en el Momento Último, y su Fuerza Cortante Última las cuales nos facilitaran encontrar el modo de falla del elemento para así poder clasificarlo de acuerdo con la Tabla 2.5. Clasificación de los Elementos Verticales para el Segundo Nivel de Análisis

4.3.1.- Cálculo del Momento Flexionante Último

Es necesario determinar el área de la sección que se encuentra en tensión, para lo cual se obtiene el eje neutro, se supone una deformación última del concreto $E_{cu} = 0.003$ y una deformación última del acero $E_s = 0.0021$.

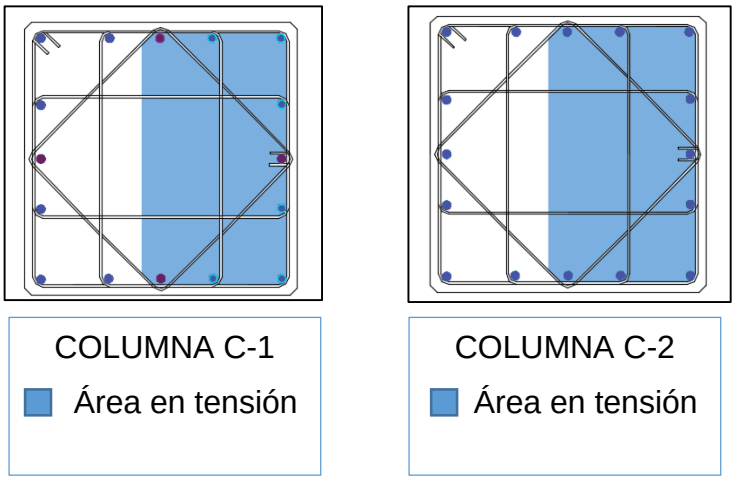
Para la columna C1 el eje neutro C se obtiene como:

$$Ccol1 = \frac{E_{cu} * d}{E_{cu} + E_s} = \frac{0.003 * 0.58}{0.003 + 0.00210} = 0.341$$

Como la sección es simétrica, la distancia del eje neutro es la misma para la dirección de análisis x-x y y-y.

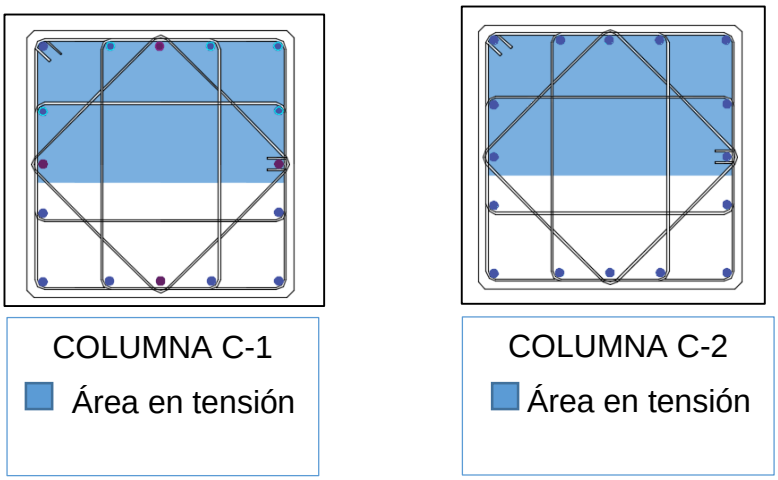
Los diagramas siguientes muestran el área transversal que se encuentra a tensión de cada columna:

Figura 4.3. Área en tensión de columnas en dirección x-x



Por tanto, las varillas en el área a tensión de la columna 1 son 6#8 y 1#10, el área del refuerzo a tensión será 38.32 cm^2; para la columna 2, las varillas en el área a tensión son 7#8, y el área del refuerzo a tensión es 35.47 cm^2 .

Figura 4.4. Área en tensión de Columnas en Dirección y-y



Como las columnas tienen un armado simétrico, en la dirección y-y el área del refuerzo a tensión será la misma que en la dirección x-x.

Debido a que $0.4b * D * F_c = 293.76\,Ton > N$ (Fuerza Axial), el momento último flexionante se calculará con la Ec. 22.

La siguiente tabla muestra los resultados que se obtuvieron para cada columna en ambos pisos:

Tabla 4.26. Momento flexionante último en columnas M_u

Piso	Ejes	Elemento	b	D	at	N	M_u	M_u
			cm	cm	cm^2	Tonf	kgf-cm	Tonf-m
2	1A	C1	60	60	38.32	9.82	8015880	80.16
2	1B	C1	60	60	38.32	14.19	8142873	81.43
2	2A	C2	60	60	35.47	19.28	7713934	77.14
2	2B	C2	60	60	35.47	27.87	7955206	79.55
2	3A	C1	60	60	38.32	14.19	8142873	81.43
2	3B	C1	60	60	38.32	20.52	8323711	83.24
2	4A	C1	60	60	38.32	14.19	8142873	81.43
2	4B	C1	60	60	38.32	20.52	8323711	83.24
2	5A	C2	60	60	35.47	18.92	7703843	77.04
2	5B	C2	60	60	35.47	27.36	7940973	79.41
2	6A	C2	60	60	35.47	19.28	7713934	77.14
2	6B	C2	60	60	35.47	27.87	7955206	79.55
2	7A	C1	60	60	38.32	9.82	8015880	80.16
2	7B	C1	60	60	38.32	14.19	8142873	81.43
1	1A	C1	60	60	38.32	19.63	8298575	82.99
1	1B	C1	60	60	38.32	28.39	8543977	85.44
1	2A	C2	60	60	35.47	38.56	8246751	82.47
1	2B	C2	60	60	35.47	55.75	8696187	86.96
1	3A	C1	60	60	38.32	28.39	8543977	85.44
1	3B	C1	60	60	38.32	41.04	8887710	88.88
1	4A	C1	60	60	38.32	28.39	8543977	85.44
1	4B	C1	60	60	38.32	41.04	8887710	88.88
1	5A	C2	60	60	35.47	37.85	8227676	82.28
1	5B	C2	60	60	35.47	54.72	8670037	86.70
1	6A	C2	60	60	35.47	38.56	8246751	82.47
1	6B	C2	60	60	35.47	55.75	8696187	86.96
1	7A	C1	60	60	38.32	19.63	8298575	82.99
1	7B	C1	60	60	38.32	28.39	8543977	85.44

Por lo tanto, la fuerza cortante o lateral que se producirá en las columnas debido a la acción del momento flexionante último se calculará por medio de la Ec. 17:

Los resultados de Q_{mu} se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.27. Fuerza Cortante debida al momento flexionante último en columnas Q_{mu}

Piso	Ejes	Elemento	M_U	Q_{mu}
			Tonf-m	Tonf
2	1A	C1	80.16	55.28
2	1B	C1	81.43	56.16
2	2A	C2	77.14	53.20
2	2B	C2	79.55	54.86
2	3A	C1	81.43	56.16
2	3B	C1	83.24	57.40
2	4A	C1	81.43	56.16
2	4B	C1	83.24	57.40
2	5A	C2	77.04	53.13
2	5B	C2	79.41	54.77
2	6A	C2	77.14	53.20
2	6B	C2	79.55	54.86
2	7A	C1	80.16	55.28
2	7B	C1	81.43	56.16
1	1A	C1	82.99	57.23
1	1B	C1	85.44	58.92
1	2A	C2	82.47	56.87
1	2B	C2	86.96	59.97
1	3A	C1	85.44	58.92
1	3B	C1	88.88	61.29
1	4A	C1	85.44	58.92
1	4B	C1	88.88	61.29
1	5A	C2	82.28	56.74
1	5B	C2	86.70	59.79
1	6A	C2	82.47	56.87
1	6B	C2	86.96	59.97
1	7A	C1	82.99	57.23
1	7B	C1	85.44	58.92

4.3.2.- Cálculo del Cortante Resistente Último

El cortante resistente es la fuerza lateral que puede soportar la columna, así que se calculará por medio de la Ec. 50, la tabla siguiente muestra los resultados:

Tabla 4.28. Fuerza cortante última Q_{su}

Piso	Ejes	Elemento	h_0	D	b	d	j	pt	pw	N	σ_0	$h_0/2/d$	Q_{su}	Q_{su}
			cm	cm	cm	cm	cm	%	%	Tonf	kgf/cm^2		kgf	Tonf
2	1A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	9.82	2.73	2.5	22407	22.41
2	1C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	14.19	3.94	2.5	22757	22.76
2	2A	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	19.28	5.36	2.5	22972	22.97
2	2C	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	27.87	7.74	2.5	23660	23.66
2	3A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	14.19	3.94	2.5	22757	22.76
2	3C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	20.52	5.70	2.5	23263	23.26
2	4A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	14.19	3.94	2.5	22757	22.76
2	4C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	20.52	5.70	2.5	23263	23.26
2	5A	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	18.92	5.26	2.5	22944	22.94
2	5C	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	27.36	7.60	2.5	23619	23.62
2	6A	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	19.28	5.36	2.5	22972	22.97
2	6C	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	27.87	7.74	2.5	23660	23.66
2	7A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	9.82	2.73	2.5	22407	22.41
2	7C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	14.19	3.94	2.5	22757	22.76
1	1A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	19.63	5.45	2.5	23192	23.19
1	1C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	28.39	7.89	2.5	23892	23.89
1	2A	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	38.56	10.71	2.5	24515	24.51
1	2C	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	55.75	15.49	2.5	25890	25.89
1	3A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	28.39	7.89	2.5	23892	23.89
1	3C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	41.04	11.40	2.5	24905	24.90
1	4A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	28.39	7.89	2.5	23892	23.89
1	4C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	41.04	11.40	2.5	24905	24.90
1	5A	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	37.85	10.51	2.5	24458	24.46
1	5C	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	54.72	15.20	2.5	25808	25.81
1	6A	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	38.56	10.71	2.5	24515	24.51
1	6C	C2	290	60	60	58	48	0.0099	0.0012	55.75	15.49	2.5	25890	25.89
1	7A	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	19.63	5.45	2.5	23192	23.19
1	7C	C1	290	60	60	58	48	0.011	0.0012	28.39	7.89	2.5	23892	23.89

4.3.3.- Clasificación de los Elementos Verticales Estructurales

Con la obtención de las resistencias últimas de las columnas se pueden clasificar a los elementos verticales de acuerdo con la Tabla 2.5. Clasificación de los Elementos Verticales para el Segundo Nivel de Análisis. La clasificación se muestra a continuación:

Tabla 4.29. Clasificación de los elementos verticales

Piso	Ejes	Elemento	h_0	D	h_0/D	M_u	Q_{mu}	Q_{su}	Modo de Falla
			cm	cm		Tonf-m	Tonf	Tonf	
2	1A	C1	290	60	4.83	80.16	55.28	22.41	Cortante
2	1B	C1	290	60	4.83	81.43	56.16	22.76	Cortante
2	2A	C2	290	60	4.83	77.14	53.20	22.97	Cortante
2	2B	C2	290	60	4.83	79.55	54.86	23.66	Cortante
2	3A	C1	290	60	4.83	81.43	56.16	22.76	Cortante
2	3B	C1	290	60	4.83	83.24	57.40	23.26	Cortante
2	4A	C1	290	60	4.83	81.43	56.16	22.76	Cortante
2	4B	C1	290	60	4.83	83.24	57.40	23.26	Cortante
2	5A	C2	290	60	4.83	77.04	53.13	22.94	Cortante
2	5B	C2	290	60	4.83	79.41	54.77	23.62	Cortante
2	6A	C2	290	60	4.83	77.14	53.20	22.97	Cortante
2	6B	C2	290	60	4.83	79.55	54.86	23.66	Cortante
2	7A	C1	290	60	4.83	80.16	55.28	22.41	Cortante
2	7B	C1	290	60	4.83	81.43	56.16	22.76	Cortante
1	1A	C1	290	60	4.83	82.99	57.23	23.19	Cortante
1	1B	C1	290	60	4.83	85.44	58.92	23.89	Cortante
1	2A	C2	290	60	4.83	82.47	56.87	24.51	Cortante
1	2B	C2	290	60	4.83	86.96	59.97	25.89	Cortante
1	3A	C1	290	60	4.83	85.44	58.92	23.89	Cortante
1	3B	C1	290	60	4.83	88.88	61.29	24.90	Cortante
1	4A	C1	290	60	4.83	85.44	58.92	23.89	Cortante
1	4B	C1	290	60	4.83	88.88	61.29	24.90	Cortante
1	5A	C2	290	60	4.83	82.28	56.74	24.46	Cortante
1	5B	C2	290	60	4.83	86.70	59.79	25.81	Cortante
1	6A	C2	290	60	4.83	82.47	56.87	24.51	Cortante
1	6B	C2	290	60	4.83	86.96	59.97	25.89	Cortante
1	7A	C1	290	60	4.83	82.99	57.23	23.19	Cortante
1	7B	C1	290	60	4.83	85.44	58.92	23.89	Cortante

4.3.4.- Cálculo del Índice de Resistencia C

Finalmente para obtener el índice de Resistencia C es necesario obtener Q_u, la cual resultara del valor menor de Q_{mu} y Q_{su}. El índice de resistencia se obtiene de la Ec. 20. Los resultados de índice de resistencia de cada elemento vertical se muestran en la siguiente Tabla:

Tabla 4.30. Índice de resistencia de los elementos verticales

Piso	Ejes	Elemento	Q_{mu}	Q_{su}	Q_u	$\sum W$	C
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf	
2	1A	C1	55.28	22.41	22.41	258	0.087
2	1B	C1	56.16	22.76	22.76	258	0.088
2	2A	C2	53.20	22.97	22.97	258	0.089
2	2B	C2	54.86	23.66	23.66	258	0.092
2	3A	C1	56.16	22.76	22.76	258	0.088
2	3B	C1	57.40	23.26	23.26	258	0.090
2	4A	C1	56.16	22.76	22.76	258	0.088
2	4B	C1	57.40	23.26	23.26	258	0.090
2	5A	C2	53.13	22.94	22.94	258	0.089
2	5B	C2	54.77	23.62	23.62	258	0.092
2	6A	C2	53.20	22.97	22.97	258	0.089
2	6B	C2	54.86	23.66	23.66	258	0.092
2	7A	C1	55.28	22.41	22.41	258	0.087
2	7B	C1	56.16	22.76	22.76	258	0.088
1	1A	C1	57.23	23.19	23.19	516	0.045
1	1B	C1	58.92	23.89	23.89	516	0.046
1	2A	C2	56.87	24.51	24.51	516	0.048
1	2B	C2	59.97	25.89	25.89	516	0.050
1	3A	C1	58.92	23.89	23.89	516	0.046
1	3B	C1	61.29	24.90	24.90	516	0.048
1	4A	C1	58.92	23.89	23.89	516	0.046
1	4B	C1	61.29	24.90	24.90	516	0.048
1	5A	C2	56.74	24.46	24.46	516	0.047
1	5B	C2	59.79	25.81	25.81	516	0.050
1	6A	C2	56.87	24.51	24.51	516	0.048
1	6B	C2	59.97	25.89	25.89	516	0.050
1	7A	C1	57.23	23.19	23.19	516	0.045
1	7B	C1	58.92	23.89	23.89	516	0.046

4.3.5.- Cálculo del Índice de Ductilidad F

Antes de obtener el índice de ductilidad F es necesario obtener los ángulos de distorsión lateral, para tener el parámetro de la capacidad de deformación que puede alcanzar cada columna.

El primer paso es obtener cR_{max}, es decir, la distorsión máxima que puede alcanzar la columna considerándola como flexionante, y se debe revisar bajo los criterios que se indican en la norma:

4.3.5.1.- Cálculo de la Distorsión máxima determinada por criterio de la fuerza axial:

La distorsión máxima que puede presentarse en columnas debido a la fuerza axial es la siguiente:

Tabla 4.31.Distorsión máxima por criterio de fuerza axial

Piso	Ejes	Elemento	D	b	ηL	ηH	N_{axial}	η	η´	$cR_{max(n)}$
			cm	cm			(tonf)			
2	1A	C1	60	60	0.2	0.4	9.82	0.013	-0.93	0.241
2	1B	C1	60	60	0.2	0.4	14.19	0.019	-0.90	0.226
2	2A	C2	60	60	0.2	0.4	19.28	0.026	-0.87	0.210
2	2B	C2	60	60	0.2	0.4	27.87	0.038	-0.81	0.186
2	3A	C1	60	60	0.2	0.4	14.19	0.019	-0.90	0.226
2	3B	C1	60	60	0.2	0.4	20.52	0.028	-0.86	0.207
2	4A	C1	60	60	0.2	0.4	14.19	0.019	-0.90	0.226
2	4B	C1	60	60	0.2	0.4	20.52	0.028	-0.86	0.207
2	5A	C2	60	60	0.2	0.4	18.92	0.026	-0.87	0.211
2	5B	C2	60	60	0.2	0.4	27.36	0.037	-0.81	0.187
2	6A	C2	60	60	0.2	0.4	19.28	0.026	-0.87	0.210
2	6B	C2	60	60	0.2	0.4	27.87	0.038	-0.81	0.186
2	7A	C1	60	60	0.2	0.4	9.82	0.013	-0.93	0.241
2	7B	C1	60	60	0.2	0.4	14.19	0.019	-0.90	0.226
1	1A	C1	60	60	0.2	0.4	19.63	0.027	-0.87	0.209
1	1B	C1	60	60	0.2	0.4	28.39	0.039	-0.81	0.184
1	2A	C2	60	60	0.2	0.4	38.56	0.053	-0.74	0.159
1	2B	C2	60	60	0.2	0.4	55.75	0.076	-0.62	0.124
1	3A	C1	60	60	0.2	0.4	28.39	0.039	-0.81	0.184
1	3B	C1	60	60	0.2	0.4	41.04	0.056	-0.72	0.154
1	4A	C1	60	60	0.2	0.4	28.39	0.039	-0.81	0.184
1	4B	C1	60	60	0.2	0.4	41.04	0.056	-0.72	0.154
1	5A	C2	60	60	0.2	0.4	37.85	0.052	-0.74	0.161
1	5B	C2	60	60	0.2	0.4	54.72	0.075	-0.63	0.126
1	6A	C2	60	60	0.2	0.4	38.56	0.053	-0.74	0.159
1	6B	C2	60	60	0.2	0.4	55.75	0.076	-0.62	0.124
1	7A	C1	60	60	0.2	0.4	19.63	0.027	-0.87	0.209
1	7B	C1	60	60	0.2	0.4	28.39	0.039	-0.81	0.184

4.3.5.2.- Cálculo de la Distorsión máxima determinada por criterio de fuerza cortante.

La distorsión máxima debida a la fuerza cortante que actúa en las columnas se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 4.32. Distorsión máxima por criterio de fuerza cortante

Piso	Ejes	Elemento	D	b	j	cQ_{mu}	cQ_{su}	$cQ_{mu}/b*j$	$cQ_{su}/b*j$	c_{Tu}	c_{Tu}/Fc	$cR_{max(s)}$
			cm	cm	cm	Tonf	Tonf	kgf/cm^2	kgf/cm^2			
2	1A	C1	60	60	48	55.28	22.41	19.20	7.78	7.78	0.038	0.033
2	1B	C1	60	60	48	56.16	22.76	19.50	7.90	7.90	0.039	0.033
2	2A	C2	60	60	48	53.20	22.97	18.47	7.98	7.98	0.039	0.033
2	2B	C2	60	60	48	54.86	23.66	19.05	8.22	8.22	0.040	0.033
2	3A	C1	60	60	48	56.16	22.76	19.50	7.90	7.90	0.039	0.033
2	3B	C1	60	60	48	57.40	23.26	19.93	8.08	8.08	0.040	0.033
2	4A	C1	60	60	48	56.16	22.76	19.50	7.90	7.90	0.039	0.033
2	4B	C1	60	60	48	57.40	23.26	19.93	8.08	8.08	0.040	0.033
2	5A	C2	60	60	48	53.13	22.94	18.45	7.97	7.97	0.039	0.033
2	5B	C2	60	60	48	54.77	23.62	19.02	8.20	8.20	0.040	0.033
2	6A	C2	60	60	48	53.20	22.97	18.47	7.98	7.98	0.039	0.033
2	6B	C2	60	60	48	54.86	23.66	19.05	8.22	8.22	0.040	0.033
2	7A	C1	60	60	48	55.28	22.41	19.20	7.78	7.78	0.038	0.033
2	7B	C1	60	60	48	56.16	22.76	19.50	7.90	7.90	0.039	0.033
1	1A	C1	60	60	48	57.23	23.19	19.87	8.05	8.05	0.039	0.033
1	1B	C1	60	60	48	58.92	23.89	20.46	8.30	8.30	0.041	0.033
1	2A	C2	60	60	48	56.87	24.51	19.75	8.51	8.51	0.042	0.033
1	2B	C2	60	60	48	59.97	25.89	20.82	8.99	8.99	0.044	0.033
1	3A	C1	60	60	48	58.92	23.89	20.46	8.30	8.30	0.041	0.033
1	3B	C1	60	60	48	61.29	24.90	21.28	8.65	8.65	0.042	0.033
1	4A	C1	60	60	48	58.92	23.89	20.46	8.30	8.30	0.041	0.033
1	4B	C1	60	60	48	61.29	24.90	21.28	8.65	8.65	0.042	0.033
1	5A	C2	60	60	48	56.74	24.46	19.70	8.49	8.49	0.042	0.033
1	5B	C2	60	60	48	59.79	25.81	20.76	8.96	8.96	0.044	0.033
1	6A	C2	60	60	48	56.87	24.51	19.75	8.51	8.51	0.042	0.033
1	6B	C2	60	60	48	59.97	25.89	20.82	8.99	8.99	0.044	0.033
1	7A	C1	60	60	48	57.23	23.19	19.87	8.05	8.05	0.039	0.033
1	7B	C1	60	60	48	58.92	23.89	20.46	8.30	8.30	0.041	0.033

4.3.5.3.- Cálculo de la Distorsión máxima determinada por criterio del porcentaje de refuerzo a tensión.

La distorsión máxima gracias al acero de refuerzo a tensión se da en la siguiente tabla:

Tabla 4.33. Distorsión máxima por criterio de refuerzo a tensión

Piso	Ejes	Elemento	pt %	$cR_{max(t)}$
2	1A	C1	0.011	0.004
2	1B	C1	0.011	0.004
2	2A	C2	0.0099	0.033
2	2B	C2	0.0099	0.033
2	3A	C1	0.011	0.004
2	3B	C1	0.011	0.004
2	4A	C1	0.011	0.004
2	4B	C1	0.011	0.004
2	5A	C2	0.0099	0.033
2	5B	C2	0.0099	0.033
2	6A	C2	0.0099	0.033
2	6B	C2	0.0099	0.033
2	7A	C1	0.011	0.004
2	7B	C1	0.011	0.004
1	1A	C1	0.011	0.004
1	1B	C1	0.011	0.004
1	2A	C2	0.0099	0.033
1	2B	C2	0.0099	0.033
1	3A	C1	0.011	0.004
1	3B	C1	0.011	0.004
1	4A	C1	0.011	0.004
1	4B	C1	0.011	0.004
1	5A	C2	0.0099	0.033
1	5B	C2	0.0099	0.033
1	6A	C2	0.0099	0.033
1	6B	C2	0.0099	0.033
1	7A	C1	0.011	0.004
1	7B	C1	0.011	0.004

4.3.5.4.- Cálculo de la Distorsión máxima determinada por criterio determinada por la separación de estribos.

La distorsión máxima que pueden tomar gracias al acero de refuerzo de los estribos es la siguiente:

Tabla 4.34. Distorsión máxima por criterio de separación de estribos

Piso	Ejes	Elemento	# Varilla	S_{est}	Db	$S_{est/Db}$	$cR_{max\ (b)}$
				cm	cm		
2	1A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
2	1B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
2	2A	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
2	2B	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
2	3A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
2	3B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
2	4A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
2	4B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
2	5A	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
2	5B	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
2	6A	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
2	6B	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
2	7A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
2	7B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	1A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	1B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	2A	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
1	2B	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
1	3A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	3B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	4A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	4B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	5A	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
1	5B	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
1	6A	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
1	6B	C2	8	20	2.54	7.87	0.033
1	7A	C1	12	20	3.81	5.25	0.033
1	7B	C1	12	20	3.81	5.25	0.033

4.3.5.5.- Cálculo de la Distorsión máxima determinada por criterio de la altura libre.

La siguiente tabla muestra la distorsión máxima de las columnas debido a la relación de su altura libre.

Tabla 4.35. Distorsión máxima por altura libre

Piso	Ejes	Elemento	h_0	D	h_0/D	$cR_{max\ (h)}$
			cm	cm		
2	1A	C1	290	60	4.833	0.033
2	1B	C1	290	60	4.833	0.033
2	2A	C2	290	60	4.833	0.033
2	2B	C2	290	60	4.833	0.033
2	3A	C1	290	60	4.833	0.033
2	3B	C1	290	60	4.833	0.033
2	4A	C1	290	60	4.833	0.033
2	4B	C1	290	60	4.833	0.033
2	5A	C2	290	60	4.833	0.033
2	5B	C2	290	60	4.833	0.033
2	6A	C2	290	60	4.833	0.033
2	6B	C2	290	60	4.833	0.033
2	7A	C1	290	60	4.833	0.033
2	7B	C1	290	60	4.833	0.033
1	1A	C1	290	60	4.833	0.033
1	1B	C1	290	60	4.833	0.033
1	2A	C2	290	60	4.833	0.033
1	2B	C2	290	60	4.833	0.033
1	3A	C1	290	60	4.833	0.033
1	3B	C1	290	60	4.833	0.033
1	4A	C1	290	60	4.833	0.033
1	4B	C1	290	60	4.833	0.033
1	5A	C2	290	60	4.833	0.033
1	5B	C2	290	60	4.833	0.033
1	6A	C2	290	60	4.833	0.033
1	6B	C2	290	60	4.833	0.033
1	7A	C1	290	60	4.833	0.033
1	7B	C1	290	60	4.833	0.033

4.3.5.6.- Cálculo del Valor de cR_{max}

El valor de cR_{max} de cada columna será el mínimo obtenido de los criterios anteriores, el cual se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 4.36. Resultados de cR_{max}

Piso	Ejes	Elemento	$cR_{max(n)}$	$cR_{max(s)}$	$cR_{max(t)}$	$cR_{max\ (b)}$	$cR_{max\ (h)}$	cR_{max}
2	1A	C1	0.241	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
2	1B	C1	0.226	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
2	2A	C2	0.210	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
2	2B	C2	0.186	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
2	3A	C1	0.226	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
2	3B	C1	0.207	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
2	4A	C1	0.226	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
2	4B	C1	0.207	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
2	5A	C2	0.211	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
2	5B	C2	0.187	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
2	6A	C2	0.210	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
2	6B	C2	0.186	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
2	7A	C1	0.241	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
2	7B	C1	0.226	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	1A	C1	0.209	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	1B	C1	0.184	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	2A	C2	0.159	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
1	2B	C2	0.124	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
1	3A	C1	0.184	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	3B	C1	0.154	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	4A	C1	0.184	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	4B	C1	0.154	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	5A	C2	0.161	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
1	5B	C2	0.126	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
1	6A	C2	0.159	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
1	6B	C2	0.124	0.033	0.033	0.033	0.033	0.033
1	7A	C1	0.209	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004
1	7B	C1	0.184	0.033	0.004	0.033	0.033	0.004

4.3.5.7.- Cálculo de las Deformaciones de Fluencia de Columnas Flexionantes

El segundo paso es obtener la distorsión que origina fluencia en las columnas. Los resultados de cR_{my} para cada columna se dan en la tabla siguiente:

Tabla 4.37.Resultados de cR_{my}

Piso	Ejes	Elemento	h_0	D	h_0/D	cR_{my}	cR_{max}	$cR_{max}>cR_{my}$	cR_{my} Definitivo	H_0	h_0/H_0	R_{my}
			cm	cm						cm		
2	1A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
2	1B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
2	2A	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
2	2B	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
2	3A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
2	3B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
2	4A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
2	4B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
2	5A	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
2	5B	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
2	6A	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
2	6B	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
2	7A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
2	7B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	1A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	1B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	2A	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
1	2B	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
1	3A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	3B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	4A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	4B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	5A	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
1	5B	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
1	6A	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
1	6B	C2	290	60	4.833	0.0067	0.033	SI	0.0067	290	1	0.0067
1	7A	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040
1	7B	C1	290	60	4.833	0.0067	0.004	NO	0.0040	290	1	0.0040

Recordemos que si $cR_{my} > cR_{max}$, R_{my} tomará el valor de cR_{max}.

4.3.5.8.- Clasificación del Modo de Falla

El siguiente paso es identificar el modo de falla de cada columna para escoger la ecuación correcta que nos dará F, la siguiente tabla muestra nuevamente el modo de falla de cada columna.

Tabla 4.38. Clasificación del modo de Falla

Piso	Ejes	Elemento	h_0	D	h_0/D	cQ_{mu}	cQ_{su}	cQ_{su}/cQ_{mu}	Modo de falla
			cm	cm		Tonf	Tonf		
2	1A	C1	290	60	4.833	55.28	22.41	0.405	Cortante
2	1B	C1	290	60	4.833	56.16	22.76	0.405	Cortante
2	2A	C2	290	60	4.833	53.20	22.97	0.432	Cortante
2	2B	C2	290	60	4.833	54.86	23.66	0.431	Cortante
2	3A	C1	290	60	4.833	56.16	22.76	0.405	Cortante
2	3B	C1	290	60	4.833	57.40	23.26	0.405	Cortante
2	4A	C1	290	60	4.833	56.16	22.76	0.405	Cortante
2	4B	C1	290	60	4.833	57.40	23.26	0.405	Cortante
2	5A	C2	290	60	4.833	53.13	22.94	0.432	Cortante
2	5B	C2	290	60	4.833	54.77	23.62	0.431	Cortante
2	6A	C2	290	60	4.833	53.20	22.97	0.432	Cortante
2	6B	C2	290	60	4.833	54.86	23.66	0.431	Cortante
2	7A	C1	290	60	4.833	55.28	22.41	0.405	Cortante
2	7B	C1	290	60	4.833	56.16	22.76	0.405	Cortante
1	1A	C1	290	60	4.833	57.23	23.19	0.405	Cortante
1	1B	C1	290	60	4.833	58.92	23.89	0.405	Cortante
1	2A	C2	290	60	4.833	56.87	24.51	0.431	Cortante
1	2B	C2	290	60	4.833	59.97	25.89	0.432	Cortante
1	3A	C1	290	60	4.833	58.92	23.89	0.405	Cortante
1	3B	C1	290	60	4.833	61.29	24.90	0.406	Cortante
1	4A	C1	290	60	4.833	58.92	23.89	0.405	Cortante
1	4B	C1	290	60	4.833	61.29	24.90	0.406	Cortante
1	5A	C2	290	60	4.833	56.74	24.46	0.431	Cortante
1	5B	C2	290	60	4.833	59.79	25.81	0.432	Cortante
1	6A	C2	290	60	4.833	56.87	24.51	0.431	Cortante
1	6B	C2	290	60	4.833	59.97	25.89	0.432	Cortante
1	7A	C1	290	60	4.833	57.23	23.19	0.405	Cortante
1	7B	C1	290	60	4.833	58.92	23.89	0.405	Cortante

Los resultados muestran que las columnas tienen un modo de falla cortante. Por lo tanto, el siguiente paso consiste en obtener el ángulo de distorsión lateral del entrepiso para columnas cortantes R_{su}.

4.3.5.9.- Cálculo del Factor de Esfuerzo Efectivo de la Columna

La siguiente tabla muestra el factor de esfuerzo efectivo de cada columna, usada para el cálculo de R_{su}.

Tabla 4.39. Resultados del Esfuerzo Efectivo de las Columnas

Piso	Ejes	Elemento	R_{my}	cα
2	1A	C1	0.0040	1
2	1B	C1	0.0040	1
2	2A	C2	0.0067	0.72
2	2B	C2	0.0067	0.72
2	3A	C1	0.0040	1
2	3B	C1	0.0040	1
2	4A	C1	0.0040	1
2	4B	C1	0.0040	1
2	5A	C2	0.0067	0.72
2	5B	C2	0.0067	0.72
2	6A	C2	0.0067	0.72
2	6B	C2	0.0067	0.72
2	7A	C1	0.0040	1
2	7B	C1	0.0040	1
1	1A	C1	0.0040	1
1	1B	C1	0.0040	1
1	2A	C2	0.0067	0.72
1	2B	C2	0.0067	0.72
1	3A	C1	0.0040	1
1	3B	C1	0.0040	1
1	4A	C1	0.0040	1
1	4B	C1	0.0040	1
1	5A	C2	0.0067	0.72
1	5B	C2	0.0067	0.72
1	6A	C2	0.0067	0.72
1	6B	C2	0.0067	0.72
1	7A	C1	0.0040	1
1	7B	C1	0.0040	1

4.3.5.10.- Cálculo del Ángulo de distorsión lateral del inter-piso en el último esfuerzo cortante de columnas R_{su}

Finalmente se procede a calcular la distorsión R_{su}, y que será necesario para obtener el índice F de cada columna, la siguiente tabla muestra los resultados que se obtuvieron.

Tabla 4.40. Resultados de R_{su}

Piso	Ejes	Elemento	R_{my}	cα	cQ_{mu} Tonf	cQ_{su} Tonf	$cα*cQ_{mu}$	R_{su}
2	1A	C1	0.0040	1	55.28	22.41	55.28	0.004
2	1B	C1	0.0040	1	56.16	22.76	56.16	0.004
2	2A	C2	0.0067	0.72	53.20	22.97	38.30	0.004
2	2B	C2	0.0067	0.72	54.86	23.66	39.50	0.004
2	3A	C1	0.0040	1	56.16	22.76	56.16	0.004
2	3B	C1	0.0040	1	57.40	23.26	57.40	0.004
2	4A	C1	0.0040	1	56.16	22.76	56.16	0.004
2	4B	C1	0.0040	1	57.40	23.26	57.40	0.004
2	5A	C2	0.0067	0.72	53.13	22.94	38.25	0.004
2	5B	C2	0.0067	0.72	54.77	23.62	39.43	0.004
2	6A	C2	0.0067	0.72	53.20	22.97	38.30	0.004
2	6B	C2	0.0067	0.72	54.86	23.66	39.50	0.004
2	7A	C1	0.0040	1	55.28	22.41	55.28	0.004
2	7B	C1	0.0040	1	56.16	22.76	56.16	0.004
1	1A	C1	0.0040	1	57.23	23.19	57.23	0.004
1	1B	C1	0.0040	1	58.92	23.89	58.92	0.004
1	2A	C2	0.0067	0.72	56.87	24.51	40.95	0.004
1	2B	C2	0.0067	0.72	59.97	25.89	43.18	0.004
1	3A	C1	0.0040	1	58.92	23.89	58.92	0.004
1	3B	C1	0.0040	1	61.29	24.90	61.29	0.004
1	4A	C1	0.0040	1	58.92	23.89	58.92	0.004
1	4B	C1	0.0040	1	61.29	24.90	61.29	0.004
1	5A	C2	0.0067	0.72	56.74	24.46	40.85	0.004
1	5B	C2	0.0067	0.72	59.79	25.81	43.05	0.004
1	6A	C2	0.0067	0.72	56.87	24.51	40.95	0.004
1	6B	C2	0.0067	0.72	59.97	25.89	43.18	0.004
1	7A	C1	0.0040	1	57.23	23.19	57.23	0.004
1	7B	C1	0.0040	1	58.92	23.89	58.92	0.004

4.3.6.- Cálculo del Índice de Ductilidad F

Debido a que las columnas son clasificadas con falla “cortante”, el índice F se obtendrá con la Ec. 28. Los resultados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 4.41. Resultados del Índice F

Piso	Ejes	Elemento	Modo de falla	Rsu	Ry	F
2	1A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
2	1B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
2	2A	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
2	2B	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
2	3A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
2	3B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
2	4A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
2	4B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
2	5A	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
2	5B	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
2	6A	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
2	6B	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
2	7A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
2	7B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	1A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	1B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	2A	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
1	2B	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
1	3A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	3B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	4A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	4B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	5A	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
1	5B	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
1	6A	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
1	6B	C2	Cortante	0.004	0.0067	1
1	7A	C1	Cortante	0.004	0.0067	1
1	7B	C1	Cortante	0.004	0.0067	1

4.3.7.- Cálculo del Índice básico estructural E_0

En las tablas siguientes se presentan los índices F Y C por columna para cada piso:

Tabla 4.42. Resumen de índices F y C

Piso	Ejes	Elemento	F	C
2	1A	C1	1	0.087
2	1B	C1	1	0.088
2	2A	C2	1	0.089
2	2B	C2	1	0.092
2	3A	C1	1	0.088
2	3B	C1	1	0.090
2	4A	C1	1	0.088
2	4B	C1	1	0.090
2	5A	C2	1	0.089
2	5B	C2	1	0.092
2	6A	C2	1	0.089
2	6B	C2	1	0.092
2	7A	C1	1	0.087
2	7B	C1	1	0.088
			Ct=	**1.249**
			F2=	**1**

Piso	Ejes	Elemento	F	C
1	1A	C1	1	0.045
1	1B	C1	1	0.046
1	2A	C2	1	0.048
1	2B	C2	1	0.050
1	3A	C1	1	0.046
1	3B	C1	1	0.048
1	4A	C1	1	0.046
1	4B	C1	1	0.048
1	5A	C2	1	0.047
1	5B	C2	1	0.050
1	6A	C2	1	0.048
1	6B	C2	1	0.050
1	7A	C1	1	0.045
1	7B	C1	1	0.046
			Ct=	**0.664**
			F1=	**1**

Debido a que todas las columnas tienen el mismo índice F, para la obtención del índice básico estructural solo se clasificarán en un solo grupo tanto para Ec. 15 y para la Ec. 16.

Los valores del factor de piso-cortante se presentan a continuación:

Tabla 4.43. Resultados del Factor de Modificación de Piso-Cortante

Piso	Factor de Modificación
2	0.75
1	1

Los resultados de E_0 para la Ec. 15 se presentan a continuación:

Tabla 4.44. Resultados del Índice E_0 por la Ec. 15

Tabla Resumen											
Piso	**Factor Mod.**	**C_1**	**F_1**	**C_2**	**F_2**	**C_3**	**F_3**	**E_1**	**E_2**	**E_3**	**E_0**
2	0.75	1.249	1	0	0	0	0	1.249	0	0	0.937
1	1	0.664	1	0	0	0	0	0.664	0	0	0.664

Por su parte, los resultados por la Ec. 16 son los siguientes:

Tabla 4.45. Resultados de Índice E_0 por la Ec. 16

Tabla Resumen								
Piso	**Factor Mod.**	**C_1**	**F_1**	**α_2**	**C_2**	**α_3**	**C_3**	**E_0**
2	0.75	1.249	1	0	0	0	0	0.937
1	1	0.664	1	0	0	0	0	0.664

El valor que tomara E_0 será el mayor de las ecuaciones anteriores, el cual se presenta a continuación:

Tabla 4.46. Resultados de índice E_0

Piso	E_0 (15)	E_0 (16)	E_0
2	0.937	0.937	0.937
1	0.664	0.664	0.664

4.3.8.- Cálculo del Índice de Irregularidad S_D

Como lo indica la norma, para obtener el índice de irregularidad se consideran los mismos puntos que en el primer nivel de análisis y con la adición de los puntos l y n.

Para considerar la excentricidad que existe en el edificio se deben obtener los centros de masas y rigidez de cada piso:

4.3.8.1.- Cálculo de Centro de Masas

Los cálculos de los centros de masas se presentan a continuación:

Tabla 4.47. Centro de Masa del Nivel 2

Centro de Masas NIVEL 2							
Elemento	Área o Longitud	Carga w	W	x	y	wx	wy
	m^2 o m	T/m o t/m^2	tonf				
Losa	452.69	0.57	258.03	22.3	5.08	5754.14	1310.81
Col 1A	1.45	0.864	1.2528	0.3	9.85	0.38	12.34
Col 1C	1.45	0.864	1.2528	0.3	1.85	0.38	2.32
Col 2A	1.45	0.864	1.2528	8.3	9.85	10.40	12.34
Col 2C	1.45	0.864	1.2528	8.3	1.85	10.40	2.32
Col 3A	1.45	0.864	1.2528	16.3	9.85	20.42	12.34
Col 3C	1.45	0.864	1.2528	16.3	1.85	20.42	2.32
Col 4A	1.45	0.864	1.2528	20.3	9.85	25.43	12.34
Col 4C	1.45	0.864	1.2528	20.3	1.85	25.43	2.32
Col 5A	1.45	0.864	1.2528	28.3	9.85	35.45	12.34
Col 5C	1.45	0.864	1.2528	28.3	1.85	35.45	2.32
Col 6A	1.45	0.864	1.2528	36.3	9.85	45.48	12.34
Col 6C	1.45	0.864	1.2528	36.3	1.85	45.48	2.32
Col 7A	1.45	0.864	1.2528	44.3	9.85	55.50	12.34
Col 7C	1.45	0.864	1.2528	44.3	1.85	55.50	2.32
		∑=	275.57			6140.26	1413.41

Centro de Masa N2		
S_X=	22.28	m
S_Y=	5.13	m

Tabla 4.48. Centro de Masa del Nivel 1

Centro de Masas NIVEL 1							
Elemento	Área o Longitud	Carga w	W	x	y	wx	wy
	m^2 o m	T/m o t/m^2	tonf				
Losa	452.69	0.57	258.03	22.3	5.08	5754.14	1310.81
Col 1A	2.9	0.864	2.51	0.3	9.85	0.75	24.68
Col 1C	2.9	0.864	2.51	0.3	1.85	0.75	4.64
Col 2A	2.9	0.864	2.51	8.3	9.85	20.80	24.68
Col 2C	2.9	0.864	2.51	8.3	1.85	20.80	4.64
Col 3A	2.9	0.864	2.51	16.3	9.85	40.84	24.68
Col 3C	2.9	0.864	2.51	16.3	1.85	40.84	4.64
Col 4A	2.9	0.864	2.51	20.3	9.85	50.86	24.68
Col 4C	2.9	0.864	2.51	20.3	1.85	50.86	4.64
Col 5A	2.9	0.864	2.51	28.3	9.85	70.91	24.68
Col 5C	2.9	0.864	2.51	28.3	1.85	70.91	4.64
Col 6A	2.9	0.864	2.51	36.3	9.85	90.95	24.68
Col 6C	2.9	0.864	2.51	36.3	1.85	90.95	4.64
Col 7A	2.9	0.864	2.51	44.3	9.85	111.00	24.68
Col 7C	2.9	0.864	2.51	44.3	1.85	111.00	4.64
		∑=	293.11			6526.37	1516.02

Centro de Masa N1		
S_X=	22.27	m
S_Y=	5.17	m

4.3.8.2.- Cálculo del Centro de Rigidez

Los centros se rigidez se obtienen por las ecuacións de Wilbur, los resultados se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 4.49. Rigidez de los Ejes 1, 2, 3, 4, 5,6 y 7

Rigidez Ejes 1,2,3,4,5,6,7													
Alturas			Longitudes		Secciones				Inercias		Material		
H_1	290	cm	L_1	L_2		b	h		Ix		E		
H_2	290	cm	cm	cm	Columna	60	60	cm	1080000	cm^4	250000	Kg/cm^2	
			183	830	Trabe	30	50	cm	312500	cm^4			
						30	30	cm	67500	cm^4			
						30	70	cm	857500	cm^4			
Rigidez Relativa Columnas (I/L) Columnas			Rigidez Relativa (I/L) Trabes			Constantes D			Rigidez de Entrepiso				
Σ KC1	7448.28	cm^3	Σ KT1	1401.98	cm^3	D1	0.442		k1	93514.7	kg/cm		
Σ KC2	7448.28	cm^3	Σ KT2	745.36	cm^3	D2	1.165		k2	35507.6	kg/cm		

Tabla 4.50. Rigidez de los Ejes A y B

Rigidez Ejes A,B														
Alturas			Longitudes			Secciones				Inercias		Material		
H_1	290	cm	L1	L2	L3		b	h		Ix		E		
H_2	290	cm	cm	cm	cm	Columna	60	60	cm	1080000	cm^4	250000	Kg/cm^2	
			815	800	400	Trabe	30	70	cm	857500	cm^4			
			L4	L5	L6									
			cm	cm	cm									
			800	800	815									
Rigidez Relativa Columnas (I/L) Columnas			Rigidez Relativa (I/L) Trabes			Constantes D			Rigidez de Entrepiso					
Σ KC1	26068.97	cm^3	Σ KT1	7463.67	cm^3	D1	0.105		k1	395264	kg/cm			
Σ KC2	26068.97	cm^3	Σ KT2	7463.67	cm^3	D2	0.200		k2	206983	kg/cm			

El centro de rigidez para el piso 2 es:

G_X=	22.01	m
G_Y=	5.85	m

Para el piso 1 es:

G_X=	22.01	m
G_Y=	5.85	m

4.3.8.3.- Cálculo del Índice de Irregularidad S_D

Los resultados de cada punto a evaluar del índice de irregularidad para ambos niveles se muestran a continuación:

Tabla 4.51. Índice de Irregularidad para el Segundo Nivel

Evaluación del Índice de Irregularidad SD para el Segundo Nivel de Análisis Nivel 2						
Puntos a Evaluar			**Resultado**	**G_i**	**R_{1i}**	**q_{1a}**
Balance Horizontal	a	Regularidad	No hay Parte Proyección	1	0.5	1
	b	Relación de aspecto de la planta	5.5	0.9	0.25	0.975
	c	Parte estrecha	No tiene Parte Estrecha	1	0.25	1
	d	Junta de expansión *1	No hay Juntas de Expansión	1	0.25	1
	e	Buen-estilo de área	No tiene Buen-estilo de área	1	0.25	1
	f	Excentricidad del buen-estilo de área *2	No tiene Buen-estilo de área	1	0	1
	g					1
Balance Elevación	h	Planta de sótano	No hay sótano	1	0.5	1.2
	i	Uniformidad altura de piso	1	1	0.5	1
	j	Planta débil	No hay planta débil	1	1	1
	k					
Excentricidad	l	Excentricidad *3	x-x: 0.006	1	1	1
			y-y: 0.016	1	1	1
	m					
Rigidez	n	(Rigidez/masa) Cociente del piso superior e inferior	x-x: 4.037	0.8	1	0.8
			y-y: 5.568	0.8	1	0.8
	o		**SDy-y=**	**0.936**	**SDx-x=**	**0.936**

Tabla 4.52. Índice de Irregularidad para el Primer Nivel

Evaluación del Índice de Irregularidad SD para el Segundo Nivel de Análisis Nivel 1						
Puntos a Evaluar			**Resultado**	**G_i**	**R_{1i}**	**q_{1a}**
Balance Horizontal	a	Regularidad	No hay Parte Proyección	1	0.5	1
	b	Relación de aspecto de la planta	5.5	0.9	0.25	0.975
	c	Parte estrecha	No tiene Parte Estrecha	1	0.25	1
	d	Junta de expansión *1	No hay Juntas de Expansión	1	0.25	1
	e	Buen-estilo de área	No tiene Buen-estilo de área	1	0.25	1
	f	Excentricidad del buen-estilo de área *2	No tiene Buen-estilo de área	1	0	1
	g					1
Balance Elevación	h	Planta de sótano	No hay sótano	1	0.5	1.2
	i	Uniformidad altura de piso	1	1	0.5	1
	j	Planta débil	No hay planta débil	1	1	1
	k					
Excentricidad	l	Excentricidad *3	x-x: 0.006	1	1	1
			y-y: 0.016	1	1	1
	m					
Rigidez	n	(Rigidez/masa) Cociente del piso superior e inferior	x-x: 4.037	1	1	1
			y-y: 5.568	1	1	1
	o		**SDy-y=**	**1.17**	**SDx-x=**	**1.17**

Los resultados de S_D son los siguientes:

Tabla 4.53. Resultados del Índice S_D

Piso	Dirección x-x	Dirección y-y
2	0.936	0.936
1	1.17	1.17

4.3.9.- Cálculo del Índice de tiempo T

El índice T se debe obtener por la revisión del edificio que se describe en la Tabla 2.9. Evaluación del Índice de Tiempo para el Segundo Nivel de Análisis, sin embargo, para ejemplificar el ejercicio, los resultados que se proponen son los siguientes:

Tabla 4.54. Resultados de la Evaluación del índice T

Evaluación del Índice de Tiempo por el Segundo Nivel de Inspección Piso 2 Y 1								
		Grietas estructurales y Deflexión			Deterioro y Envejecimiento.			
Grado		a	b	c	a	b	c	
		1. Grietas causadas por asentamientos irregulares. 2. Se observan grietas por cortante o a 45° en vigas, muros y/o columnas.	1. Deflexión de una losa o viga afectan el funcionamiento de elementos no estructurales. 2. No se observan a la distancia grietas a 45° en vigas, muros y/o columnas. 3. Se observan a la distancia grietas a 45° en vigas, muros y/o columnas.	1. Las grietas estructurale registradas no corresponden a los puntos a o b. 2. La deflexión de una losa y/o viga no corresponden a los puntos a o b.	1. Grietas por la expansión del concreto debido a la oxidación del acero de refuerzo. 2. Oxidación del acero de refuerzo. 3. Grietas causadas por incendio. 4. Deterioro del concreto causado por agentes químicos.	1. Filtración de la oxidación del acero de refuerzo debido a lluvias o goteras. 2. Desgaste del recubrimiento del concreto hasta el acero de refuerzo o envejecimiento equivalente. 3. Grietas y desprendimiento en los acabados.	1. Marcas notables del concreto, debido a lluvias, goetras y agentes químicos. 2. Deterioro o leve desprendimiento de los acabados.	
Porción	**Rango**							
I. Losas, incluyendo vigas secundarias	1) 1/3 o más del total del piso	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001	
	2) 1/3 - 1/9	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0	
	3) 1/9 o menos	0.002	0.001	0	0.002	0.001	0	
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0	
II. VIGAS	1) 1/3 o más del número total de miembros para cada dirección.	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004	
	2) 1/3 - 1/9	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001	
	3) 1/9 o menos	0.006	0.002	0	0.006	0.002	0	
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0	
III. Muros y Columnas	1) 1/3 o más del número total de miembros.	0.15	0.045	0.011	0.15	0.045	0.011	
	2) 1/3 - 1/9	0.05	0.015	0.004	0.05	0.015	0.004	
	3) 1/9 o menos	0.017	0.005	0.001	0.017	0.005	0.001	
	4) 0 #	0	0	0	0	0	0	
Reducción de Puntos	Subtotal	0	0	0	0	0	0	
Total	Total	0			0			

Así, el valor de T será:

Tabla 4.55. Resultados del índice T

Piso	p_1	p_2	T_i
2	0	0	1
1	0	0	1
T=	**1**		

4.3.1.- Cálculo del Índice Sísmico Estructural (Índice de Capacidad) I_S

En el segundo nivel de análisis, se debe realizar la revisión de $C_{tu} * S_D$, con la intención de confirmar que la estructura sea considerada como "segura":

Tabla 4.56. Revisión de $C_{tu} * S_D$

Piso	Factor Mod.	Valor máximo de F del Grupo	C_{tu}	S_D	$C_{tu}*S_D$	I_{so}	Evaluación	Índice E_0	
								Ec (15)	Ec (16)
2	0.75	1	1.249	0.936	0.877	0.6	Segura	0.937	0.937
1	1	1	0.664	1.17	0.777	0.6	Segura	0.664	0.664

La tabla anterior comprueba que la edificación en revisión es segura, por lo tanto, se puede calcular el índice I_S:

Tabla 4.57. Resultados del índice I_S

Piso	Índice E_0	S_D	T	I_S
2	0.937	0.936	1	0.877
1	0.664	1.17	1	0.777

4.4.- ÍNDICE DE DEMANDA SÍSMICA DE LA ESTRUCTURA I_{SO}

Como no se tienen datos geotécnicos del suelo, I_{SO} se tomará del espectro sísmico regional proporcionado por Prodisis. Se ingresan los datos del sitio de interés, como se muestran en la imagen:

Figura 4.5. Ubicación del Edificio en Prodisis

Se observa que el sitio se encuentra en zona sísmica tipo C, y para fines del ejercicio se supondrá que la edificación se encuentra en un suelo tipo I.

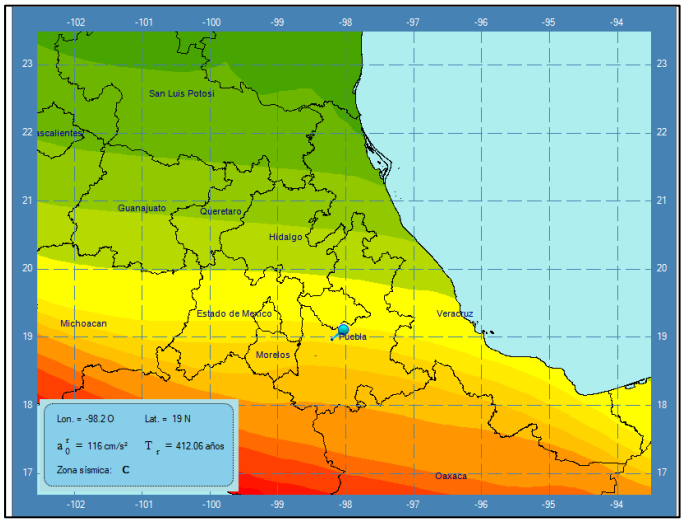
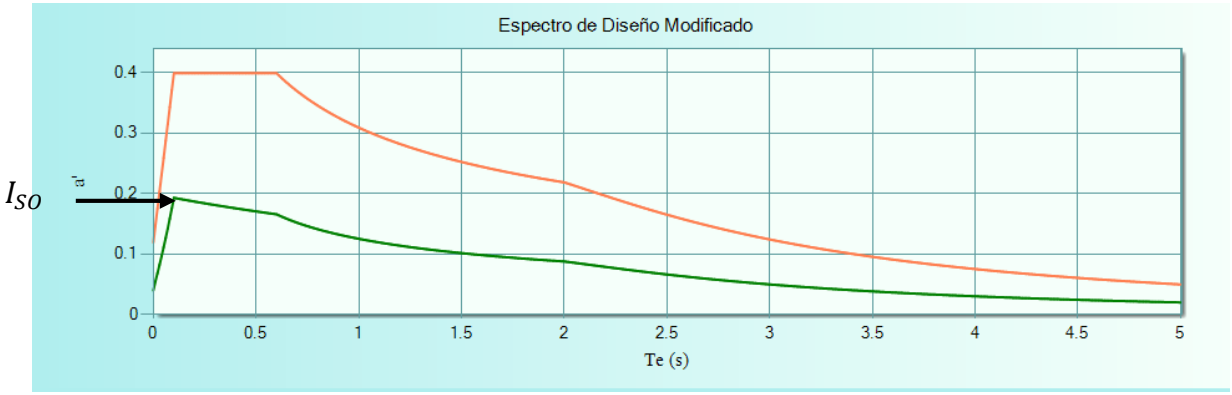


Figura 4.6. Tipo de Zona Sísmica del Edificio

Finalmente como la estructura pertenece al grupo A2, el espectro regional será:

Figura 4.7. Espectro Sísmico Regional para obtener I_{SO}



El índice I_{SO} o bien la aceleración de demanda será el valor que proviene de la ordenada superior del espectro sísmico, por lo tanto:

$$I_{SO} = 0.20$$

Sin embargo, en el caso del primer nivel de análisis I_{SO} será multiplicado por un factor de 1.35. Los resultados son los siguientes:

Primer Nivel de Análisis	$I_{SO} = 0.20$
Segundo Nivel de Análisis	$I_{SO} = 0.27$

4.5.- **RESULTADOS.**

Los resultados del análisis por este método se pueden resumir como se muestra en las siguientes tablas, las cuales permiten identificar a simple vista donde se presentan los puntos débiles del edificio.

Los resultados del método en el Primer Nivel de Análisis para ambas direcciones son los siguientes:

Tabla 4.58. Resultados del Primer Nivel de Análisis en la dirección x-x

Resultados del Primer Nivel de Análisis									
Nombre del Edificio: XXX					**Año de Construcción** XXX				
Dirección: XXX					**Fecha de Evaluación** XXX				
Índice de Demanda Sismica: **Iso= 0.27**									
Dirección	**Piso**	***C***	***F***	***E_0***	***S_D***	***T***	***I_s***	***C_T*S_D***	**Resultado**
X	2	1.99	*1 1 *2 0.8	1.49	1.14	1	1.70	No Aplica	OK
	1	0.99	*1 1 *2 0.8	0.99	1.14	1	1.13	No Aplica	OK
Observaciones: *1 Índice de Ductilidad que se obtuvo de las columnas de la estructura en análisis. *2 Índice de Ductilidad para columnas cortas necesario para obtener Is									

Tabla 4.59. Resultados del Primer Nivel de Análisis en la dirección y-y

Resultados del Primer Nivel de Análisis									
Nombre del Edificio: XXX					**Año de Construcción** XXX				
Dirección: XXX					**Fecha de Evaluación** XXX				
Índice de Demanda Sismica: **Iso= 0.27**									
Dirección	**Piso**	***C***	***F***	***E_0***	***S_D***	***T***	***I_s***	***C_T*S_D***	**Resultado**
Y	2	1.99	*1 1 *2 0.8	1.49	1.14	1	1.70	No Aplica	OK
	1	0.99	*1 1 *2 0.8	0.99	1.14	1	1.13	No Aplica	OK
Observaciones: *1 Índice de Ductilidad que se obtuvo de las columnas de la estructura en análisis. *2 Índice de Ductilidad para columnas cortas necesario para obtener Is									

Mientras que los resultados para el Segundo Nivel de Análisis son los siguientes:

Tabla 4.60. Resultados del Segundo Nivel de Análisis en la dirección x-x

Resultados del Segundo Nivel de Análisis									
Nombre del Edificio: XXX					**Año de Construcción** XXX				
Dirección: XXX					**Fecha de Evaluación** XXX				
Índice de Demanda Sismica: **Iso= 0.2**									
Dirección	**Piso**	***C***	***F***	***E*** $_0$	***S*** $_D$	***T***	***I*** $_s$	***C*** $_T$ ***S*** $_D$	**Resultado**
X	2	1.249	*1 1	0.94	0.936	1	0.877	0.877	OK
	1	0.664	*1 1	0.66	1.17	1	0.78	0.777	OK
Observaciones: *1 Falla de la Columna tipo "Cortante" El análisis arrojo que la estructura tiene elementos primarios de segunda clase, los cuales ante falla se tienen altas probabilidades del colapso de la estructura.									

Tabla 4.61. Resultados del Segundo Nivel de Análisis en la dirección y-y

Resultados del Segundo Nivel de Análisis									
Nombre del Edificio: XXX					**Año de Construcción** XXX				
Dirección: XXX					**Fecha de Evaluación** XXX				
Índice de Demanda Sismica: **Iso= 0.2**									
Dirección	**Piso**	***C***	***F***	***E*** $_0$	***S*** $_D$	***T***	***I*** $_s$	***C*** $_T$ ***S*** $_D$	**Resultado**
Y	2	1.249	*1 1	0.94	0.936	1	0.877	0.877	OK
	1	0.664	*1 1	0.66	1.17	1	0.78	0.777	OK
Observaciones: *1 Falla de la Columna tipo "Cortante" El análisis arrojo que la estructura tiene elementos primarios de segunda clase, los cuales ante falla se tienen altas probabilidades del colapso de la estructura.									

El análisis nos muestra que la edificación en términos de vulnerabilidad se puede considerar como segura al satisfacer la Ec. 45.

CAPÍTULO 5.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se presentó una metodología tomando como referencia la normativa japonesa para analizar la vulnerabilidad sísmica en edificios de concreto a base de marcos rígidos; el cual resulta ser un método práctico que permite conocer si un edificio está en riesgo sísmico de una manera relativamente rápida que arroja resultados con buen índice de confiabilidad sin necesidad de emplear softwares especializados, de esta manera se puede tener un panorama general de las condiciones de la estructura, sin embargo, el análisis del método y los resultados del ejemplo práctico permiten llegar a las siguientes recomendaciones:

El proyectista que desee utilizar esta metodología debe conocer ampliamente la estructura y poseer la mayor información posible del suelo donde se desplanta, porque de su criterio y experiencia dependen los resultados y conclusiones que obtenga del análisis.

Se deben realizar más ejercicios (analizar otros edificios) del método propuesto para nuestro país, además de probar con el tercer nivel de escrutinio.

Referente al índice de Capacidad, en específico al primer nivel de escrutinio se recomienda realizar ensayes de laboratorio para avalar el esfuerzo-cortante resistente promedio que se propone en los elementos estructurales.

Se recomienda realizar más investigación acerca del índice básico de demanda estructural E_0, analizando en específico el comportamiento de los edificios de concreto reforzado, a fin de conocer el valor más aproximado para México en donde los edificios tendrían daños considerables en su estructura.

Se propone que este método se complemente con algún método empírico para calcular el periodo de la estructura, con el cual se pueda obtener el coeficiente sísmico real del espectro de diseño utilizado para el índice I_{SO}.

Aunque este método propuesto puede ofrecer resultados confiables, se recomienda que no se emplee de manera profesional hasta que se realicen más ensayos para asegurar su confiabilidad.

REFERENCIAS

[1] **JBDPA. The Japan Building Disaster Prevention Association** (2001) "Standard for Seismic Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings (Version 2001) Japan

[2] **Manual de Diseño de Obras Civiles** (2015), “Diseño por Sismo” Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas, México

[3] **Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo** (2017), Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 13 de diciembre, México.

[4] **Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones** (2017), Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 13 de diciembre, México.

[5] **Juárez H., Gómez A., Gama C., Gama A., Pelcastre E., y Roldán J.,** (2014), “Método de Evaluación Simplificada de la Capacidad Sísmica de Estructuras Típicas de la Ciudad de México, (MÉTODO UAM-A)”, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Puerto Vallarta, Jalisco, México

[6] **Aragón J.**, (2013), “Evaluación Sistematizada Multinivel de la Seguridad Estructural de las Edificaciones”, Tesis de Maestría, UNAM, México

[7] **GUILLÉN L.,** (2005), “Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones por Muestreo Estadístico”, Tesis de Maestría, UAM, México

[8] **OTANI S.,** (2004), “Japanese Seismic Design of High-Rise Reinforced Concrete Buildings an Example of Performance-Based Design Code and State of Practices” 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada

[9] **Aoyama H.,** (1981), “Outline of Earthquake Provisions in the Recently Revised Japanese Building Code” Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 14, No 2, Nueva Zelanda

[10] **OTANI S.,** (2000), “Seismic Vulnerability Assessment Methods for Buildings in Japan” Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 2, No 2, pp 47-56, Japan.

[11] **Ishiyama Y.,** (2012), “Earthquake Damage and Seismic Code for Buildings in Japan”, Introduction to Earthquake Engineering and Seismic Codes in the World, Japan

[12] **Midorikawa M., Okawa I., Iiba M., Teshigawara M.,** (2000) “Performance-Based Seismic Design Code for Buildings in Japan”, Earthquake Engineering and Engineering Seismology, Vol. 4, No. 1, Japan

[13] **Kabeyasawa T.,** (2005), “Seismic Evaluation and Economical Strengthening of Reinforced Concrete Buildings” Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing) Vol. 6, No. 6, pp 457-476, Japan

[14] **Nakano Y.,** (2004), “Seismic Rehabilitation of School Buildings in Japan” Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 3, Japan

[15] **Seki M. and Islam R.,** (2015), “A proposal on the simplified structural evaluation method for existing reinforced concrete buildings in Bangladesh” New Technologies for Urban Safety of Mega Cities in Asia, Nepal

[16] **Aoyama H.,** (1981), “A Method for the Evaluation of the Seismic Capacity of Existing Reinforced Concrete Buildings in Japan” Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol. 14, No. 3, New Zealand

[17] **Albuquerque P.,** () “Seismic Vulnerability Assessment of médium-rise buildings using the Index Method: the case of block #22 of Santa Maria Hospital”, Portugal

[18] **Takahashi A., Tago S., Ilki A., Okada T.,** (2004) “Seismic Capacity Evaluation of Existing Reinforced Concrete Buildings in Turkey (Effect of Retrofit)” 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada

[19] **Takeda K., Tanaka K, Someya T., Sakuda A., and Ohno Y.,** (2013), “Seismic retrofit of reinforced concrete buildings in Japan using external precast, prestressed concrete frames”, PCI Journal, Japan

[20] **Bazán E. y Meli R.** (2013), “Diseño Sísmico de edificios”, edit. Limusa, México

[21] **Gere J. y Goodno B.,** (2009), “Mecánica de Materiales” Séptima Ediión, edit. Cengage Learning, México

[22] **Servicio Sismológico Nacional,** (2019), “Estadisticas de los Sismos Reportados por el SSN”, UNAM, México, Recuperado de http://www2.ssn.unam.mx:8080/estadisticas/

[23] **Servicio Sismológico Nacional,** (2019), “Mapas de Sismicidad Anual”, UNAM, México, Recuperado de http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/mapas-de-sismicidad-anual/

ANEXO 1. ELEMENTOS PRIMARIOS DE SEGUNDA CLASE

El concepto elementos primarios de segunda clase se refiere a la capacidad de los elementos estructurales para resistir la carga que sostienen los elementos colindantes en el caso de falla. Siguiendo el criterio: si la carga axial que es sostenida por columnas al momento de su falla puede ser redistribuida a las columnas vecinas, además, si la demanda de la fuerza lateral de la estructura puede ser resistida por los elementos que no han fallado, la estructura no tendrá un daño fatal o colapso, de otra manera, se considerará que la estructura tiene altas probabilidades de colapsar.

Un elemento primario de segunda clase se define como: las columnas y muros clasificados como frágiles que no pueden redistribuir su carga axial a los elementos vecinos, o bien, si estos elementos no pueden resistir esta carga axial adicional, incluso si la estructura tienen la capacidad de resistencia a fuerzas laterales suficiente.

Las normas nos indican que esta revisión es necesaria en caso de que el índice E_0 haya sido obtenido con un índice F que haya tomado en cuenta algún elemento frágil, para el primer nivel de análisis se debe realizar para columnas cortas, mientras que para el segundo nivel de análisis para columnas cortantes, columnas extremadamente cortas y en caso de que exista, un piso flexible. Para las columnas flexionantes esta revisión no es necesaria.

Para determinar si una columna es elemento primaria de segunda clase se deben considerar los siguientes criterios:

1) La carga axial N_1 que se redistribuirá será la misma carga N que sostiene la columna que este en revisión, solo en el caso de que se considere que la columna puede aportar resistencia residual N_r se considera $N_1 = N - N_r$, la resistencia residual de una columna necesita de una revisión específica, sin embargo la norma japonesa propone la Tabla A.1 para calcular este valor.

2) Esta revisión debe realizarse a elementos estructurales que puedan transmitir la carga N_1 de la columna en análisis, tales como losas, vigas y muros, en caso de que esto no sea posible, o si bien el elemento no es capaz de soportar la carga adicional, la columna se considera como elemento primario de segunda clase, una manera de redistribuir proporcionalmente N_1 a los elementos vecinos es por el método de Cross.

Para obtener la resistencia cortante de trabes se utilizarán las siguientes ecuaciones:

Momento Flexionante Último

Para calcular el Momento Flexionante Último en trabes se usará la siguiente ecuación:

$$M_u = 0.9 * a_t * \sigma_y * d$$

Donde:

$a_t =$ Área de la sección transversal del acero de refuerzo en tensión (mm^2), $[cm^2]$.
$\sigma_y =$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo (N/mm^2), $[kgf/cm^2)]$.
$d =$ Peralte efectivo de la trabe (mm), $[cm]$.

Cortante Resistente en el Momento Flexionante Último

Este cortante resistente se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$Q_{mu} = (M_u/L)$$

Donde:
$M_u =$ Momento flexionante último.
$L =$ Longitud de la trabe.

Cortante Resistente Último

El cortante resistente último se calculará con la siguiente ecuación:

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053{p_t}^{0.23}(183.55 + Fc)}{\frac{M}{(Q * d)} + 0.12} + 2.714\sqrt{P_w * s\sigma_{wy}} + 0.1\,\sigma_0 \right) * b * j$$

Donde:

$p_t =$ Porcentaje del refuerzo a tensión.
$Fc =$ Resistencia a compresión del concreto (kgf/cm^2).
$P_w =$ Porcentaje del refuerzo a cortante. $P_w = 0.012\ para\ P_w \geq 0.012$.
$\sigma_{wy} =$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a cortante. (kgf/cm^2)
$\sigma_0 =$ Esfuerzo axial en la columna. (kgf/cm^2)
$d =$ Peralte efectivo de la trabe (cm).
M/Q= Longitud de aplicación del cortante, el valor estándar es $1 \leq M/\frac{Q}{d} \leq 3$
$b =$ Base de la Trabe (cm) .
$j =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas a tensión y compresión. El valor por default está dado por $\frac{7}{8}d\ (cm)$.

3) La columna vecina deberá resistir la suma de la carga redistribuida N_1 más su propia carga N_0 , por tanto la carga de demanda será $\sum \Delta N_1 + N_0$, si la columna vecina no es capaz de resistir esta carga, la columna en revisión se considerará como elemento primario de segunda clase.

Si los elementos estructurales vecinos son muros, no es necesario realizar esta revisión. En caso de que las columnas puedan resistir la carga de demanda, las columnas en el análisis no son consideradas como elementos primarios de segunda clase a menos de que N_1 sea muy grande por criterio del revisor.

La siguiente tabla muestra los coeficientes para calcular la resistencia axial de las columnas N_R, así como la resistencia residual que pueden desarrollar N_r.

Tabla A.1. Coeficientes para la Capacidad de Carga Axial

Capacidad de carga axial NR y Capacidad de carga axial residual Nr					
Clasificación de la Columna	***pw (%)***	**F=1.0**	**F=1.27**	**F=2**	**F=3**
Columna Corta	0.4<pw *1	0.4	0.3	0.1	0
	0.2<=pw<=0.4 *2	0.3(0.4)	0.1	0	0
	pw<0.2	0(0.4)	0	0	0
Columna Cortante	0.4<pw *1	0.6	0.4	0.2	0
	0.2<=pw<=0.4 *2	0.5	0.3(0.4)	0.1	0
	pw<0.2	0.4	0(0.4)	0	0
Columna Flexionante	0.4<pw *1	0.6	0.6	0.5	0.4
	0.2<=pw<=0.4 *2	0.5	0.5	0.3(0.4)	0.2(0.3)
	pw<0.2	0.4	0.4	0(0.3)	0(0.2)

Donde:

$$\eta_r = N_r / A_c F_c$$

$$[\eta_R = N_R / A_c F_c]$$

Se deben tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

Los apartados marcados con *1 indican en caso de que la separación de estribos no sea mayor a 10 cm, $p_w > 0.4\%$, cuando p_w es diferente en cada dirección se puede usar el p_w menor.

Los apartados marcados con *2 en caso de que la separación no sea mayor que 10 cm.

Los coeficientes en () serán usados en caso de que F sea mayor al mostrado en la tabla, en caso contrario, para N_R se usará el mismo coeficiente de la carga axial residual.

A continuación se presenta el ejemplo del análisis de EPSC de la estructura presentada en el CAPÍTULO 4.- .

Redistribución de la Fuerza Axial N1:

Las siguientes tablas muestran las fuerzas que serán soportadas por cada columna:

Tabla A.2. Redistribución de la Fuerza Axial

Piso	Ejes	Elemento	N1
			Tonf
2	1A	C1	9.82
2	1B	C1	14.19
2	2A	C2	19.28
2	2B	C2	27.87
2	3A	C1	14.19
2	3B	C1	20.52
2	4A	C1	14.19
2	4B	C1	20.52
2	5A	C2	18.92
2	5B	C2	27.36
2	6A	C2	19.28
2	6B	C2	27.87
2	7A	C1	9.82
2	7B	C1	14.19
1	1A	C1	19.63
1	1B	C1	28.39
1	2A	C2	38.56
1	2B	C2	55.75
1	3A	C1	28.39
1	3B	C1	41.04
1	4A	C1	28.39
1	4B	C1	41.04
1	5A	C2	37.85
1	5B	C2	54.72
1	6A	C2	38.56
1	6B	C2	55.75
1	7A	C1	19.63
1	7B	C1	28.39

2. Análisis de Elementos Estructurales Circulantes

La tabla siguiente muestra las vigas circulantes de cada columna en los que redistribuirá la carga:

Tabla A.3. Carga Redistribuida para cada Viga

Piso	Ejes	Elemento	Elementos Circulantes (losas, viga y muros)	No. Elementos	N_1 Tonf	N_1 Redistribuida Tonf
2	1A	C1	Viga 1AB, Viga A12	2	9.816825	4.91
2	1B	C1	Viga 1AB, Viga B12	3	14.193	4.73
2	2A	C2	Viga 2AB, Viga A12,Viga A23	3	19.278825	6.43
2	2B	C2	Viga 2AB, Viga B12,Viga B23	3	27.873	9.29
2	3A	C1	Viga 3AB, Viga A23, Viga A34	3	14.193	4.73
2	3B	C1	Viga 3AB, Viga B23, Viga B34	3	20.52	6.84
2	4A	C1	Viga 4AB, Viga A34, Viga A45	3	14.193	4.73
2	4B	C1	Viga 4AB, Viga B34, Viga B45	3	20.52	6.84
2	5A	C2	Viga 5AB, Viga A45, Viga A56	3	18.924	6.31
2	5B	C2	Viga 5AB, Viga B45, Viga B56	3	27.36	9.12
2	6A	C2	Viga 6AB, Viga A56, Viga A67	3	19.278825	6.43
2	6B	C2	Viga 6AB, Viga B56, Viga B67	3	27.873	9.29
2	7A	C1	Viga 7AB, Viga A67	3	9.816825	3.27
2	7B	C1	Viga 7AB, Viga B67	2	14.193	7.10
1	1A	C1	Viga 1AB, Viga A12	2	19.63365	9.82
1	1B	C1	Viga 1AB, Viga B12	3	28.386	9.46
1	2A	C2	Viga 2AB, Viga A12,Viga A23	3	38.55765	12.85
1	2B	C2	Viga 2AB, Viga B12,Viga B23	3	55.746	18.58
1	3A	C1	Viga 3AB, Viga A23, Viga A34	3	28.386	9.46
1	3B	C1	Viga 3AB, Viga B23, Viga B34	3	41.04	13.68
1	4A	C1	Viga 4AB, Viga A34, Viga A45	3	28.386	9.46
1	4B	C1	Viga 4AB, Viga B34, Viga B45	3	41.04	13.68
1	5A	C2	Viga 5AB, Viga A45, Viga A56	3	37.848	12.62
1	5B	C2	Viga 5AB, Viga B45, Viga B56	3	54.72	18.24
1	6A	C2	Viga 6AB, Viga A56, Viga A67	3	38.55765	12.85
1	6B	C2	Viga 6AB, Viga B56, Viga B67	3	55.746	18.58
1	7A	C1	Viga 7AB, Viga A67	3	19.63365	6.54
1	7B	C1	Viga 7AB, Viga B67	2	28.386	14.19

A continuación se analiza la resistencia Q_{su} y Q_{mu} para cada viga:

Tabla A.4. Cálculo de Q_{mu}

Piso	Elemento	b	H	r	d	a_t	σ_y	M_u	M_u	Longitud	Q_{mu}
		cm	cm	cm	cm	cm^2	kgf/cm^2	kgf-cm	Tonf-m	m	Tonf
2 y 1	1A	30	70	2	68	13.22	4200	3398069	33.98	8	4.25
2 y 1	2AB	30	70	2	68	15.67	4200	4027817	40.28	8	5.03
2 y 1	3AB	30	70	2	68	13.22	4200	3398069	33.98	8	4.25
2 y 1	4AB	30	70	2	68	13.22	4200	3398069	33.98	8	4.25
2 y 1	5AB	30	70	2	68	15.67	4200	4027817	40.28	8	5.03
2 y 1	6AB	30	70	2	68	15.67	4200	4027817	40.28	8	5.03
2 y 1	7AB	30	70	2	68	13.22	4200	3398069	33.98	8	4.25
2 y 1	A12	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	A23	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	A34	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	4	6.41
2 y 1	A45	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	A56	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	A67	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	B12	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	B23	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	B34	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	4	6.41
2 y 1	B45	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	B56	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21
2 y 1	B67	30	70	2	68	9.976	4200	2564231	25.64	8	3.21

Tabla A.5. Cálculo de Q_{su}

Piso	Elemento	b	H	r	d	j	p_t	p_w	Longitud	Long/2/d	Q_{su}	Q_{su}
		cm	cm	cm	cm	cm			cm		kgf	Tonf
2 y 1	1A	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	2AB	30	70	2	68	59.5	0.0075	0.0016	800	5.8824	11729.31	11.73
2 y 1	3AB	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	4AB	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	5AB	30	70	2	68	59.5	0.0075	0.0016	800	5.8824	11729.31	11.73
2 y 1	6AB	30	70	2	68	59.5	0.0075	0.0016	800	5.8824	11729.31	11.73
2 y 1	7AB	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	A12	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	A23	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	A34	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	400	2.9412	13254.77	13.25
2 y 1	A45	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	A56	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	A67	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	B12	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	B23	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	B34	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	400	2.9412	13254.77	13.25
2 y 1	B45	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	B56	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54
2 y 1	B67	30	70	2	68	59.5	0.0048	0.0016	800	5.8824	11535.92	11.54

Finalmente:

Tabla A.6. Cálculo de Q_u

Piso	Elemento	Q_{mu}	Q_{su}	Q_u
		Tonf	Tonf	Tonf
2 y 1	1A	4.25	11.54	4.25
2 y 1	2AB	5.03	11.73	5.03
2 y 1	3AB	4.25	11.54	4.25
2 y 1	4AB	4.25	11.54	4.25
2 y 1	5AB	5.03	11.73	5.03
2 y 1	6AB	5.03	11.73	5.03
2 y 1	7AB	4.25	11.54	4.25
2 y 1	A12	3.21	11.54	3.21
2 y 1	A23	3.21	11.54	3.21
2 y 1	A34	6.41	13.25	6.41
2 y 1	A45	3.21	11.54	3.21
2 y 1	A56	3.21	11.54	3.21
2 y 1	A67	3.21	11.54	3.21
2 y 1	B12	3.21	11.54	3.21
2 y 1	B23	3.21	11.54	3.21
2 y 1	B34	6.41	13.25	6.41
2 y 1	B45	3.21	11.54	3.21
2 y 1	B56	3.21	11.54	3.21
2 y 1	B67	3.21	11.54	3.21

Esta fuerza resistente se compara con la fuerza redistribuida correspondiente a cada elemento, los resultados se muestran a continuación:

Tabla A.7. Análisis de EPSC para cada viga

Piso	Ejes	Elemento	Elementos Circulantes (losas, vigas y muros)	Qu (Tonf) Viga. Circulante			N_1 Redistribuida	Evaluación
				E.C. 1	E.C. 2	E.C. 3	Tonf	
2	1A	C1	Viga 1AB, Viga A12	4.25	3.21		4.91	EPSC
2	1B	C1	Viga 1AB, Viga B12	5.03	3.21		4.73	EPSC
2	2A	C2	Viga 2AB, Viga A12,Viga A23	4.25	3.21	3.21	6.43	EPSC
2	2B	C2	Viga 2AB, Viga B12,Viga B23	4.25	3.21	3.21	9.29	EPSC
2	3A	C1	Viga 3AB, Viga A23, Viga A34	5.03	3.21	6.41	4.73	EPSC
2	3B	C1	Viga 3AB, Viga B23, Viga B34	5.03	3.21	6.41	6.84	EPSC
2	4A	C1	Viga 4AB, Viga A34, Viga A45	4.25	6.41	3.21	4.73	EPSC
2	4B	C1	Viga 4AB, Viga B34, Viga B45	3.21	6.41	3.21	6.84	EPSC
2	5A	C2	Viga 5AB, Viga A45, Viga A56	3.21	3.21	3.21	6.31	EPSC
2	5B	C2	Viga 5AB, Viga B45, Viga B56	6.41	3.21	3.21	9.12	EPSC
2	6A	C2	Viga 6AB, Viga A56, Viga A67	3.21	3.21	3.21	6.43	EPSC
2	6B	C2	Viga 6AB, Viga B56, Viga B67	3.21	3.21	3.21	9.29	EPSC
2	7A	C1	Viga 7AB, Viga A67	3.21	3.21		3.27	EPSC
2	7B	C1	Viga 7AB, Viga B67	3.21	3.21		7.10	EPSC
1	1A	C1	Viga 1AB, Viga A12	4.25	3.21		9.82	EPSC
1	1B	C1	Viga 1AB, Viga B12	5.03	3.21		9.46	EPSC
1	2A	C2	Viga 2AB, Viga A12,Viga A23	4.25	3.21	3.21	12.85	EPSC
1	2B	C2	Viga 2AB, Viga B12,Viga B23	4.25	3.21	3.21	18.58	EPSC
1	3A	C1	Viga 3AB, Viga A23, Viga A34	5.03	3.21	6.41	9.46	EPSC
1	3B	C1	Viga 3AB, Viga B23, Viga B34	5.03	3.21	6.41	13.68	EPSC
1	4A	C1	Viga 4AB, Viga A34, Viga A45	4.25	6.41	3.21	9.46	EPSC
1	4B	C1	Viga 4AB, Viga B34, Viga B45	3.21	6.41	3.21	13.68	EPSC
1	5A	C2	Viga 5AB, Viga A45, Viga A56	3.21	3.21	3.21	12.62	EPSC
1	5B	C2	Viga 5AB, Viga B45, Viga B56	6.41	3.21	3.21	18.24	EPSC
1	6A	C2	Viga 6AB, Viga A56, Viga A67	3.21	3.21	3.21	12.85	EPSC
1	6B	C2	Viga 6AB, Viga B56, Viga B67	3.21	3.21	3.21	18.58	EPSC
1	7A	C1	Viga 7AB, Viga A67	3.21	3.21		6.54	EPSC
1	7B	C1	Viga 7AB, Viga B67	3.21	3.21		14.19	EPSC

Se observa que en todos los casos la resistencia de por lo menos un elemento es menor a la carga solicitada, por lo tanto, se puede declarar que las columnas son “elementos primarios de segunda clase” porque en caso de falla las vigas no tienen la capacidad de soportar su carga.

3. Análisis de las Columnas Circulantes

Tabla A.8. Redistribución de la Fuerza N_1

Piso	Ejes	Elemento	Columnas Circulantes (Ejes)	No. Elementos circulantes	N_1	N_1 Redistribuida
					Tonf	Tonf
2	1A	C1	1B, 2A	2	9.82	4.91
2	1B	C1	1A, 2B	3	14.19	4.73
2	2A	C2	1A, 2B, 3A	3	19.28	6.43
2	2B	C2	1B,2A, 3B	3	27.87	9.29
2	3A	C1	2A, 3B, 4A	3	14.19	4.73
2	3B	C1	2B, 3A, 4B	3	20.52	6.84
2	4A	C1	3A, 4B, 5A	3	14.19	4.73
2	4B	C1	3B, 4A, 5B	3	20.52	6.84
2	5A	C2	4A, 5B, 6A	3	18.92	6.31
2	5B	C2	4B, 5A, 6B	3	27.36	9.12
2	6A	C2	5A, 6B, 7A	3	19.28	6.43
2	6B	C2	5B, 6A, 7B	3	27.87	9.29
2	7A	C1	6A, 7B	3	9.82	3.27
2	7B	C1	6B, 7A	2	14.19	7.10
1	1A	C1	1B, 2A	2	19.63	9.82
1	1B	C1	1A, 2B	3	28.39	9.46
1	2A	C2	1A, 2B, 3A	3	38.56	12.85
1	2B	C2	1B,2A, 3B	3	55.75	18.58
1	3A	C1	2A, 3B, 4A	3	28.39	9.46
1	3B	C1	2B, 3A, 4B	3	41.04	13.68
1	4A	C1	3A, 4B, 5A	3	28.39	9.46
1	4B	C1	3B, 4A, 5B	3	41.04	13.68
1	5A	C2	4A, 5B, 6A	3	37.85	12.62
1	5B	C2	4B, 5A, 6B	3	54.72	18.24
1	6A	C2	5A, 6B, 7A	3	38.56	12.85
1	6B	C2	5B, 6A, 7B	3	55.75	18.58
1	7A	C1	6A, 7B	3	19.63	6.54
1	7B	C1	6B, 7A	2	28.39	14.19

Tabla A.9. Cálculo de la Fuerza N_R

Piso	Ejes	Elemento	b	D	A_c	p_w	F (Índice de Ductilidad)	η_R	N_R	N_R
			cm	cm	cm^2			(Tabla 3)	kgf	Tonf
2	1A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	1B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	2A	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	2B	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	3A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	3B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	4A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	4B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	5A	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	5B	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	6A	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	6B	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	7A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
2	7B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	1A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	1B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	2A	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	2B	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	3A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	3B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	4A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	4B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	5A	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	5B	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	6A	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	6B	C2	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	7A	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76
1	7B	C1	60	60	3600	0.0012	1	0.4	293760	293.76

Tabla A.10. Cálculo de la Fuerza de Demanda

Piso	Columna en Estudio	N_0	Columnas Circulantes (Ejes)	N_1 Redistribuida	ΔN (Carga de Demanda) Tonf								
					Elemento Circulante 1			Elemento Circulante 2			Elemento Circulante 3		
		Tonf		Tonf	N_0	N_1	ΔN	N_0	N_1	ΔN	N_0	N_1	ΔN
2	1A	9.82	1B, 2A	4.91	14.19	4.91	19.10	19.28	4.91	24.19			
2	1B	14.19	1A, 2B	4.73	9.82	4.73	14.55	27.87	4.73	32.60			
2	2A	19.28	1A, 2B, 3A	6.43	9.82	6.43	16.24	27.87	6.43	34.30	14.19	6.43	20.62
2	2B	27.87	1B,2A, 3B	9.29	14.19	9.29	23.48	19.28	9.29	28.57	20.52	9.29	29.81
2	3A	14.19	2A, 3B, 4A	4.73	19.28	4.73	24.01	20.52	4.73	25.25	14.19	4.73	18.92
2	3B	20.52	2B, 3A, 4B	6.84	27.87	6.84	34.71	14.19	6.84	21.03	20.52	6.84	27.36
2	4A	14.19	3A, 4B, 5A	4.73	14.19	4.73	18.92	20.52	4.73	25.25	18.92	4.73	23.66
2	4B	20.52	3B, 4A, 5B	6.84	20.52	6.84	27.36	14.19	6.84	21.03	27.36	6.84	34.20
2	5A	18.92	4A, 5B, 6A	6.31	14.19	6.31	20.50	27.36	6.31	33.67	19.28	6.31	25.59
2	5B	27.36	4B, 5A, 6B	9.12	20.52	9.12	29.64	18.92	9.12	28.04	27.87	9.12	36.99
2	6A	19.28	5A, 6B, 7A	6.43	18.92	6.43	25.35	27.87	6.43	34.30	9.82	6.43	16.24
2	6B	27.87	5B, 6A, 7B	9.29	27.36	9.29	36.65	19.28	9.29	28.57	14.19	9.29	23.48
2	7A	9.82	6A, 7B	3.27	19.28	3.27	22.55	14.19	3.27	17.47			
2	7B	14.19	6B, 7A	7.10	27.87	7.10	34.97	9.82	7.10	16.91			
1	1A	19.63	1B, 2A	9.82	28.39	9.82	38.20	38.56	9.82	48.37			
1	1B	28.39	1A, 2B	9.46	19.63	9.46	29.10	55.75	9.46	65.21			
1	2A	38.56	1A, 2B, 3A	12.85	19.63	12.85	32.49	55.75	12.85	68.60	28.39	12.85	41.24
1	2B	55.75	1B,2A, 3B	18.58	28.39	18.58	46.97	38.56	18.58	57.14	41.04	18.58	59.62
1	3A	28.39	2A, 3B, 4A	9.46	38.56	9.46	48.02	41.04	9.46	50.50	28.39	9.46	37.85
1	3B	41.04	2B, 3A, 4B	13.68	55.75	13.68	69.43	28.39	13.68	42.07	41.04	13.68	54.72
1	4A	28.39	3A, 4B, 5A	9.46	28.39	9.46	37.85	41.04	9.46	50.50	37.85	9.46	47.31
1	4B	41.04	3B, 4A, 5B	13.68	41.04	13.68	54.72	28.39	13.68	42.07	54.72	13.68	68.4
1	5A	37.85	4A, 5B, 6A	12.62	28.39	12.62	41.00	54.72	12.62	67.34	38.56	12.62	51.17
1	5B	54.72	4B, 5A, 6B	18.24	41.04	18.24	59.28	37.85	18.24	56.09	55.75	18.24	73.99
1	6A	38.56	5A, 6B, 7A	12.85	37.85	12.85	50.70	55.75	12.85	68.60	19.63	12.85	32.49
1	6B	55.75	5B, 6A, 7B	18.58	54.72	18.58	73.30	38.56	18.58	57.14	28.39	18.58	46.97
1	7A	19.63	6A, 7B	6.54	38.56	6.54	45.10	28.39	6.54	34.93			
1	7B	28.39	6B, 7A	14.19	55.75	14.19	69.94	19.63	14.19	33.83			

Tabla A.11. Evaluación de EPSC en columnas

Piso	Columna en Estudio	∆N (Carga de Demanda)				Evaluación
		E.C. 1	E.C. 2	E.C. 3	N_R	
2	1A	19.10	24.19		293.76	OK
2	1B	14.55	32.60		293.76	OK
2	2A	16.24	34.30	20.62	293.76	OK
2	2B	23.48	28.57	29.81	293.76	OK
2	3A	24.01	25.25	18.92	293.76	OK
2	3B	34.71	21.03	27.36	293.76	OK
2	4A	18.92	25.25	23.66	293.76	OK
2	4B	27.36	21.03	34.20	293.76	OK
2	5A	20.50	33.67	25.59	293.76	OK
2	5B	29.64	28.04	36.99	293.76	OK
2	6A	25.35	34.30	16.24	293.76	OK
2	6B	36.65	28.57	23.48	293.76	OK
2	7A	22.55	17.47		293.76	OK
2	7B	34.97	16.91		293.76	OK
1	1A	38.20	48.37		293.76	OK
1	1B	29.10	65.21		293.76	OK
1	2A	32.49	68.60	41.24	293.76	OK
1	2B	46.97	57.14	59.62	293.76	OK
1	3A	48.02	50.50	37.85	293.76	OK
1	3B	69.43	42.07	54.72	293.76	OK
1	4A	37.85	50.50	47.31	293.76	OK
1	4B	54.72	42.07	68.40	293.76	OK
1	5A	41.00	67.34	51.17	293.76	OK
1	5B	59.28	56.09	73.99	293.76	OK
1	6A	50.70	68.60	32.49	293.76	OK
1	6B	73.30	57.14	46.97	293.76	OK
1	7A	45.10	34.93		293.76	OK
1	7B	69.94	33.83		293.76	OK

Tabla A.12. Resumen de la evaluación de EPSC en los elementos estructurales

Piso	Columna en Estudio	Evaluación de Elementos Estructurales	Evaluación de Columnas Circulantes	Evaluación de la Columna es Estudio
2	1A	EPSC	OK	EPSC
2	1B	EPSC	OK	EPSC
2	2A	EPSC	OK	EPSC
2	2B	EPSC	OK	EPSC
2	3A	EPSC	OK	EPSC
2	3B	EPSC	OK	EPSC
2	4A	EPSC	OK	EPSC
2	4B	EPSC	OK	EPSC
2	5A	EPSC	OK	EPSC
2	5B	EPSC	OK	EPSC
2	6A	EPSC	OK	EPSC
2	6B	EPSC	OK	EPSC
2	7A	EPSC	OK	EPSC
2	7B	EPSC	OK	EPSC
1	1A	EPSC	OK	EPSC
1	1B	EPSC	OK	EPSC
1	2A	EPSC	OK	EPSC
1	2B	EPSC	OK	EPSC
1	3A	EPSC	OK	EPSC
1	3B	EPSC	OK	EPSC
1	4A	EPSC	OK	EPSC
1	4B	EPSC	OK	EPSC
1	5A	EPSC	OK	EPSC
1	5B	EPSC	OK	EPSC
1	6A	EPSC	OK	EPSC
1	6B	EPSC	OK	EPSC
1	7A	EPSC	OK	EPSC
1	7B	EPSC	OK	EPSC

Los resultados muestran que aunque las columnas tienen la capacidad de soportar la carga adicional, los elementos encargados de redistribuir esta fuerza no la tienen, por lo tanto, se concluye que en caso de falla de alguna columna, la estructura tiene riesgo de colapsar.

ANEXO 2. CONVERSIÓN DE UNIDADES DE UNIDADES EN LA EC. 50

En este anexo se presenta el procedimiento que se llevó a cabo en la conversión de unidades de los coeficientes de la Ec. 50.

Esta ecuación proporciona el valor del cortante resistente último, la cual se modificará a partir de la ec 26.

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053 {p_t}^{0.23} (18 + Fc)}{\frac{M}{(Q * d)} + 0.12} + 0.85\sqrt{P_w * s\sigma_{wy}} + 0.1\,\sigma_0 \right) * b * j \qquad \text{Ec. 50}$$

Donde:

$p_t =$ Porcentaje del refuerzo a tensión.
$P_w =$ Porcentaje del refuerzo a cortante, $P_w = 0.012\ para\ P_w \geq 0.012$
$s\sigma_{wy} =$ Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo a cortante. (N/mm^2)
$\sigma_0 =$ Esfuerzo Axial en la columna. (N/mm^2)
$d =$ Peralte efectivo de la columna, se puede aplicar $D - 50mm$
M/Q= Longitud de aplicación del cortante, el valor estándar es $\frac{h_0}{2}$
$h_0 =$ Altura libre de la columna.
$j =$ Distancia entre los centroides de las fuerzas a tensión y compresión, el valor por default está dado por $0.8D$.

La ecuación nos sirve para obtener una fuerza, por lo cual estará dada en unidades N o kgf, los tres primeros términos de la ecuación son las resistencias que puede tomar la columna dados en esfuerzos, estarán unidades: N/mm^2 o kgf/cm^2, es importante identificar los coeficientes que se verán afectados por el cambio del sistema internacional al sistema gravitacional, el primer término es la aportación de la resistencia debido al acero de refuerzo a flexión y al concreto, aquí el coeficiente de interés es dado por:

$$\frac{0.053 {p_t}^{0.23} (18 + Fc)}{\frac{M}{(Q * d)} + 0.12}$$

El factor *18* debe multiplicarse por unidades de N/mm^2 para ser compatible con la resistencia a compresión del concreto (en este caso kgf/cm^2), así al convertirlas al sistema gravitacional obtenemos:

$$(183.55\ kgf/cm^2\ + Fc)$$

Mientras que para el segundo término representa la aportación debida al refuerzo cortante:

$$0.85\sqrt{P_w * s\sigma_{wy}}$$

Por lo que si hacemos la reducción de unidades tenemos que:

$$\sqrt{P_w * s\sigma_{wy}} = N^{0.5}/mm$$

El factor 0.85 debe estar en $N^{0.5}/mm$, o bien $kgf^{0.5}/cm$ para que sea compatible con las unidades de los otros términos, de esta manera, hacer la conversión nos resulta:

$$0.85\ N^{0.5}/mm = 2.714\ kgf^{0.5}/cm$$

El tercer término es la aportación que tiene el esfuerzo axial en la resistencia cortante de la columna, se considera un 10% del esfuerzo debido a la carga axial, estas unidades deben ser dadas en kgf/cm^2.

Finalmente, para obtener la fuerza resultante se debe multiplicar por el área de la sección dado por:

$$b * j$$

La ec. 50 queda de la siguiente manera:

$$Q_{su} = \left(\frac{0.053{p_t}^{0.23}(183.55 + Fc)}{\frac{M}{(Q * d)} + 0.12} + 2.714\sqrt{P_w * s\sigma_{wy}} + 0.1\ \sigma_0 \right) * b * j \qquad \text{Ec. 50}$$