



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

SOLUCIÓN CON MUROS DE CORTE PARA EVITAR EFECTOS DE PISO SUAVE EN UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO STAAD

Miguel Benjamín Brito Velasco

Asesorado por el Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo

Guatemala, marzo de 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**SOLUCIÓN CON MUROS DE CORTE PARA EVITAR EFECTOS
DE PISO SUAVE EN UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO STAAD**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

MIGUEL BENJAMÍN BRITO VELASCO

ASESORADO POR EL ING. HUGO ROBERTO NÁJERA CASTILLO

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2013

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympto Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Fernando Amílcar Bóiton Velásquez
EXAMINADOR	Ing. Oswaldo Romeo Escobar Álvarez
EXAMINADOR	Ing. Alejandro Castañón López
SECRETARIA	Inga. Marcia Ivónne Véliz Vargas

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

En cumplimiento con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

SOLUCIÓN CON MUROS DE CORTE PARA EVITAR EFECTOS DE PISO SUAVE EN UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO STAAD

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha mayo de 2011



Miguel Benjamín Brito Velasco

Guatemala, Enero de 2013

Ingeniero:

Ronald Estuardo Galindo Cabrera

Jefe departamento de estructuras

Universidad de San Carlos de Guatemala

Presente

Después de analizar y revisar el trabajo de graduación titulado "**SOLUCION CON MUROS DE CORTE PARA EVITAR EFECTOS DE PISO SUAVE EN UNA EDIFICACION, UTILIZANDO STAAD**", realizado por el estudiante de Ingeniería Civil MIGUEL BENJAMIN BRITO VELASCO, bajo la asesoría del suscrito. Tengo a bien manifestar que el trabajo ha sido desarrollado, haciendo las deducciones analíticas necesarias para el tema tratado.

Por lo anterior, en mi calidad de asesor, dejo constancia de aprobación para los siguientes procesos de aprobación.

Sin otro particular, me suscribo de usted atentamente.


Hugo Roberto Nájera Castillo
Ingeniero Civil
Colegiado No. 4658

Ing. Hugo Nájera Castillo

Ingeniero Civil



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



Guatemala,
8 de febrero de 2013

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de **SOLUCIÓN CON MUROS DE CORTE PARA EVITAR EFECTOS DE PISO SUAVE EN UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO STAAD**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Miguel Benjamín Brito Velasco, quien contó con la asesoría del Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
www.ingenieria-usac.edu.gt



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Hugo Roberto Nájera Castillo y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Miguel Benjamín Brito Velasco, titulado SOLUCIÓN CON MUROS DE CORTE PARA EVITAR EFECTOS DE PISO SUAVE EN UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO STAAD, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.


Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo de 2013.

/bbdeb.

Universidad de San Carlos
de Guatemala



Facultad de Ingeniería
Decanato

DTG. 223 .2013

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al Trabajo de Graduación titulado: **SOLUCIÓN CON MUROS DE CORTE PARA EVITAR EFECTOS DE PISO SUAVE EN UNA EDIFICACIÓN, UTILIZANDO STAAD** , presentado por el estudiante universitario: **Miguel Benjamín Brito Velasco**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:



Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano

Guatemala, 20 de marzo de 2013

/gdech



AGRADECIMIENTOS A:

Dios

Por todo.

Mis padres

Por permitirme estudiar.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES.....	V
LISTA DE SÍMBOLOS.....	IX
GLOSARIO.....	XI
RESUMEN.....	XIII
OBJETIVOS.....	XV
INTRODUCCIÓN.....	XVII
1. CONCEPTOS BÁSICOS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL.....	1
1.1. Concepto teórico.....	1
1.1.1. Diseño sismoresistente.....	1
1.1.2. Elementos del análisis sismoresistente.....	2
1.2. Métodos de análisis sismoresistente.....	2
1.2.1. Método estático equivalente.....	3
1.2.2. Método de análisis modal espectral.....	4
1.2.2.1. Espectro de respuesta.....	5
1.2.3. Método tiempo historia.....	5
1.3. Parámetros de análisis.....	6
1.3.1. Factor de reducción sísmica (R).....	6
1.3.2. Factor de sobre resistencia (Ω_r).....	6
1.3.3. Factor de redundancia (ρ).....	7
1.3.4. Factor de amplificación de desplazamiento (C_d).....	8
1.3.5. Inercia.....	9
1.3.6. Período.....	10
1.3.6.1. Período fundamental de vibración.....	11

1.3.7.	Amortiguamiento	12
1.3.8.	Ductilidad.....	13
1.3.9.	Rigidez y resistencia	13
1.4.	Zonificación y características sísmicas	14
1.4.1.	Zonificación sísmica para Guatemala	14
1.4.1.1.	Sismo de diseño.....	15
1.5.	Sistema estructural.....	16
1.5.1.	Sistema de marcos.....	16
1.5.2.	Sistema cajón.....	16
1.5.3.	Sistema combinado.....	16
1.5.4.	Sistema dual.....	16
1.5.5.	Clasificación de sistemas y factores de diseño	17
1.6.	Riesgo sísmico.....	18
1.7.	Estudios previos sobre efectos de piso suave	19
2.	EFFECTOS DE PISO SUAVE	21
2.1.	Antecedentes	21
2.2.	Factores influyentes	23
2.2.1.	Configuración geométrica.....	23
2.2.1.1.	Configuración regular	24
2.2.1.2.	Configuración irregular	25
2.2.1.2.1.	Irregularidad horizontal	26
2.2.1.2.1.	Irregularidad vertical.....	26
2.2.2.	Irregularidad en carga vertical	27
2.2.3.	Irregularidad en la rigidez	28
2.2.3.1.	Método de inercia completa	30
2.2.3.2.	Método de inercia reducida	31
2.2.3.3.	Método de inercia individual.....	31
2.2.4.	Irregularidad en resistencia	32

	2.2.4.1.	Densidad de muros	33
	2.2.4.2.	Sección transformada.....	34
	2.2.5.	Irregularidad en masa.....	35
	2.2.6.	Muros de corte discontinuos.....	36
	2.2.7.	Flexibilidad estructural.....	37
	2.2.8.	Relacion viga columna.....	38
	2.2.9.	Variación de rigidez en columnas.....	39
	2.2.10.	Edificios adyacentes.....	41
2.3.		Respuesta sísmica por irregularidad	42
	2.3.1.	Interacción suelo estructura.....	44
2.4.		Elementos estructurales	45
2.5.		Factores de diseño en piso suave	46
	2.5.1.	Factor de sobre resistencia (Ω_r)	46
	2.5.2.	Factor de redundancia (ρ)	46
	2.5.3.	Factor de amplificación de desplazamiento (C_d)	47
2.6.		Soluciones para evitar efectos de piso suave	47
2.7.		Diferentes colapsos por efecto de piso suave	50
3.		EDIFICIO A ANALIZAR.....	51
	3.1.	Consideraciones generales	51
	3.2.	Sistema estructural.....	51
	3.2.1.	Predimensionamiento de elementos	53
	3.2.2.	Integración de peso	53
	3.3.	Cálculo del cortante basal	55
	3.3.1.	Cálculo del período fundamental de vibración.....	55
	3.3.2.	Cálculo de ajuste por intensidad.....	55
	3.3.3.	Cálculo de período de transición	56
	3.3.4.	Cálculo de período de diseño	56

3.3.5.	Cálculo de coeficiente sísmico C_s	57
3.3.6.	Cortante basal V_b	57
3.4.	Distribución de fuerzas sísmicas	59
3.5.	Configuración de la geometría	60
3.5.1.	Edificio de marcos sin irregularidad.....	61
3.5.2.	Edificio de marcos con irregularidad en carga vertical	62
3.5.3.	Edificio de marcos con irregularidad en rigidez	64
3.5.4.	Edificio de marcos con solución para piso suave ...	66
3.5.4.1.	Método de inercia completa	67
4.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZANDO STAAD-PRO	69
4.1.	Análisis de marco sin irregularidad	69
4.1.1.	Cálculo de derivas máximas entre nodos.....	71
4.1.2.	Análisis de resultados	71
4.2.	Análisis de marco con irregularidad en carga vertical	72
4.2.1.	Cálculo de derivas máximas entre nodos.....	74
4.2.2.	Análisis de resultados	75
4.3.	Análisis de marco con irregularidad en rigidez.....	75
4.3.1.	Cálculo de derivas máximas entre nodos.....	77
4.3.2.	Análisis de resultados	78
4.4.	Análisis de marco con solución para piso suave.....	78
4.4.1.	Cálculo de derivas máximas entre nodos.....	80
4.4.2.	Análisis de resultados	81
	CONCLUSIONES.....	83
	RECOMENDACIONES	85
	BIBLIOGRAFÍA.....	87
	APÉNDICES.....	89

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Gráfica de fuerzas laterales.....	3
2.	Función de espectro de respuesta	5
3.	Desplazamiento lateral	8
4.	Fuerza de inercia.....	10
5.	Diagrama de modo de vibración.....	11
6.	Mapa de zonificación sísmica para Guatemala	14
7.	Efectos de piso suave	22
8.	Regularidad en planta	24
9.	Regularidad vertical.....	25
10.	Irregularidad en planta	26
11.	Irregularidad vertical.....	27
12.	Irregularidad en carga	28
13.	Irregularidad en rigidez por muro	29
14.	Abertura en muros.....	30
15.	Irregularidad en resistencia	32
16.	Planta de muros	33
17.	Sección transformada	34
18.	Irregularidad en masa	35
19.	Irregularidad en muros a cortante	36
20.	Viga fuerte columna débil.....	38
21.	Columna corta por cambio de rigidez.....	40
22.	Edificio adyacente	41

23.	Desplazamiento por piso suave	42
24.	Diagrama de fuerzas	43
25.	Continuidad de muros a cortante	48
26.	Adición de contrafuertes	48
27.	Muros de corte con sección transformada	49
28.	Adición de diagonales exteriores	49
29.	Colapso parcial en Managua, Nicaragua 2000	50
30.	Colapso en Popayán, Colombia 1993.....	50
31.	Elevación típica.....	52
32.	Planta típica	52
33.	Gráfica de espectro de diseño	57
34.	Distribución de fuerzas de corte.....	60
35.	Marco sin irregularidad.....	61
36.	Marco con irregularidad en carga vertical	63
37.	Marco con irregularidad en rigidez	64
38.	Marco con solución para piso suave	66
39.	Planta para I_1	67
40.	Planta para I_2	67
41.	Planta para I_{eq}	68
42.	Modelo de marco sin irregularidad	69
43.	Diagrama de desplazamiento.....	70
44.	Resumen de desplazamientos máximos.....	70
45.	Gráfica de derivas contra niveles (nivel 1-4)	71
46.	Modelo de marco con irregularidad en carga vertical.....	72
47.	Diagrama de desplazamiento.....	73
48.	Resumen de desplazamientos máximos.....	73
49.	Gráfica de derivas contra niveles (nivel 1-4)	74
50.	Modelo de marco con irregularidad en rigidez	75
51.	Diagrama de desplazamiento.....	76

52.	Resumen de desplazamientos máximos.....	76
53.	Gráfica de derivas contra niveles (nivel 1-4)	77
54.	Modelo de marco con solución para piso suave.....	78
55.	Diagrama de desplazamiento.....	79
56.	Resumen de desplazamientos máximos.....	79
57.	Gráfica de derivas contra niveles (nivel 1-4)	80

TABLAS

I.	Derivas últimas máximas Δ_u	9
II.	Clasificación de sistemas y factores de diseño	17
III.	Cálculo peso de columnas.	53
IV.	Cálculo peso de vigas	54
V.	Cálculo peso de losas	54
VI.	Peso total por nivel.....	54
VII.	Resumen tabla de espectro de diseño	58
VIII.	Cálculo $W \cdot h^k$	59
IX.	Distribución de fuerzas.	59
X.	Distribución de fuerzas en marco sin irregularidad	62
XI.	Distribución de fuerzas en marco con irregularidad en carga.....	63
XII.	Distribución de fuerzas en marco con irregularidad en rigidez	65
XIII.	Desglose de derivas	81

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
C_s	Coeficiente sísmico
V_b	Cortante basal
Δ_u	Derivas últimas
Δ	Desplazamiento
C_d	Factor de amplificación de desplazamiento
ρ	Factor de redundancia
R	Factor de reducción sísmica
Ω_r	Factor de sobrerresistencia
I_{eq}	Inercia equivalente
T	Período de diseño
T_a	Período teórico
W_s	Peso total

GLOSARIO

AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Deriva	Relación de desplazamiento entre dos niveles adyacentes dividido dentro de la altura del nivel.
Espectro de respuesta	Representan parámetros de respuesta máxima para un terremoto determinado y usualmente incluyen varias curvas que consideran distintos factores de amortiguamiento. Se utilizan fundamentalmente para estudiar las características del terremoto y su efecto sobre las estructuras.
Inercia	Capacidad de un elemento a oponerse al movimiento.
Período	El tiempo que tarda una masa en regresar al origen, se mide en segundos.
Redundancia	Propiedad geométrica donde se redistribuye las cargas al suelo de una forma regular.
Rigidez	Capacidad de una estructura a oponerse a la deformación.

Rótula plástica	Efecto causado por las deformaciones en los nudos, cuando el elemento superó la zona elástica.
Sismo	Movimiento de las placas tectónicas debido a la liberación de energía.
Sismo resistencia	Concepto usado para describir las estructuras diseñadas para soportar movimiento sísmico.
STAAD PRO	Software avanzado para análisis y diseño de estructuras metálicas y de concreto.

RESUMEN

Este trabajo de graduación, reúne la información referente a las consecuencias que pueden causar en una estructura sismoresistente, un cambio de rigidez abrupto, de un piso superior a uno inferior. Este cambio de rigidez puede ser causado por muros o por la irregularidad en la arquitectura.

Aunque para este tema, existen soluciones diversas, en este documento solo se planteará la solución de utilizar muros de corte para evitar deformaciones laterales máximas causadas por el cambio de rigidez.

Se realizará un análisis estructural utilizando el programa STAAD V.8, además se describirán los factores de castigo recomendados por AGIES; con el fin de lograr un comportamiento adecuado sin superar los valores de deformaciones laterales permitidas.

OBJETIVOS

General

Desarrollar un documento que describa las causas que producen el efecto de piso suave, planteando una solución con muros de corte.

Específicos

1. Describir las características generales estructurales de un sistema con piso suave.
2. Describir distintos ejemplos con efectos de piso suave.
3. Proponer un sistema con muros de corte para contrarrestar el efecto de piso suave.
4. Realizar el análisis estructural de una edificación con irregularidad que producen un piso suave.
5. Realizar el análisis estructural de la edificación con solución para piso suave.

INTRODUCCIÓN

Guatemala es un país altamente sísmico, por esto la ingeniería estructural toma un papel vital en el diseño de edificaciones sismoresistentes, para poder minimizar los daños durante un terremoto.

Una de las causas de daño estructural que se han investigado en varios terremotos ocurridos a nivel mundial, como el terremoto de Northridge, California, en 1994; el terremoto de Kobe, Japón, de 1995, es el efecto que se conoce como piso suave. Este efecto ocurre, cuando por un cambio de rigidez de un piso superior al inferior, produce una zona de transición de esfuerzos, provocando deformaciones muy grandes que pueden llegar a generar un colapso en este nivel.

Las soluciones para este efecto son muy variadas, en este documento se planteará la opción de utilizar muros de corte en el nivel donde se produce el piso suave, con la finalidad de compensar el cambio de rigidez. Esta opción es la más utilizada por la funcionalidad en espacio.

Se realizará un ejemplo de análisis utilizando el programa de diseño STAAD V.8, para comprender el comportamiento de una edificación con características de piso suave, solucionando el efecto, con muros de corte.

1. CONCEPTOS BÁSICOS DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL

1.1. Concepto teórico

La finalidad del análisis estructural es obtener la distribución de los esfuerzos y los correspondientes desplazamientos de la estructura sometida a una carga dada. Para conseguir este propósito es necesario adoptar modelos adecuados, basados en varias suposiciones que incluyen tanto el comportamiento geométrico de la estructura y sus elementos como el comportamiento de las secciones y las uniones.

1.1.1. Diseño sismoresistente

El diseño sismoresistente de estructuras posee un nivel de complejidad superior al que caracteriza el diseño para cargas estáticas de gravedad, esto se debe a los factores que se toman en cuenta en él. Entre estos se encuentran los siguientes:

- La naturaleza y tipos de sismo
- La incertidumbre sobre la respuesta sísmica de la estructura
- Los mecanismos de falla y disipación de energía
- El costo social asociado a la falla de edificios

No obstante, se establecen requerimientos mínimos que se deben cumplir a ciertos límites como los siguientes:

- Evitar pérdidas de vidas
- Asegurar continuidad de servicios básicos
- Minimizar los daños a la estructura
- Evitar el colapso parcial o total

1.1.2. Elementos del análisis sismoresistente

Se debe considerar no solo la resistencia de los elementos estructurales ante fuerzas sísmicas, sino además la correcta disipación de energía que presente el edificio, esta disipación se puede lograr mediante las deformaciones no elásticas que representan daños en la estructura sin necesidad de llegar al colapso.

Se puede mencionar también que la estructura debe poseer la rigidez suficiente, para limitar los desplazamientos laterales que le ocasionan las ondas sísmicas, debe tener la capacidad de amortiguar las vibraciones que sufre y así poder resistir las fuerzas.

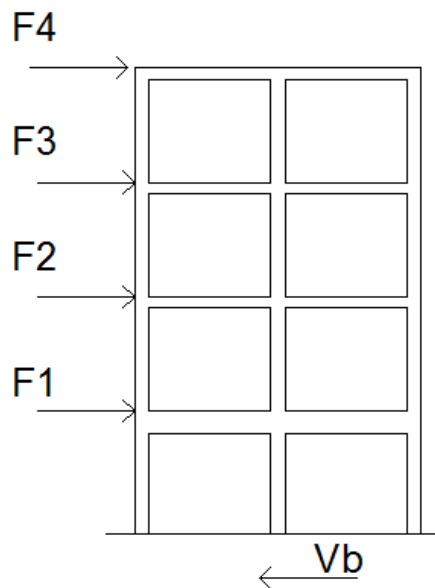
1.2. Métodos de análisis sismoresistentes

Los eventos sísmicos que se han producido durante la última década, demuestran que las predicciones actuales de las características o intensidades de los sismos, no son, sino estimaciones muy alejadas de las ocurrencias, así, esta realidad, obliga a pensar en una estrategia de diseño que, dentro de ciertos límites, se pueda mejorar el comportamiento de las estructuras.

1.2.1. Método estático equivalente

Este método, es una alternativa simplificada para el análisis de edificios de mediana altura, se toma en cuenta varios factores que incluyen las incertidumbres existentes en el cálculo de las masas, rigideces, resistencia de elementos y otras fuentes que puedan afectar considerablemente el análisis.

Figura 1. **Gráfica de fuerzas laterales**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

El método estático equivalente se representa por una fuerza sísmica aplicada a la base (V_b), esta fuerza inercial permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales y también verticales, aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación. La cuantificación de las fuerzas equivalentes es semiempírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico, la masa efectiva de la edificación, las propiedades

elásticas de la estructura y el cálculo empírico del período fundamental de vibración.

Los principales cálculos del método estático equivalente serán de comparación, debido a que el método estático es un procedimiento aproximado que se basa fundamentalmente en la forma modal asociada al primer modo de vibración de la estructura.

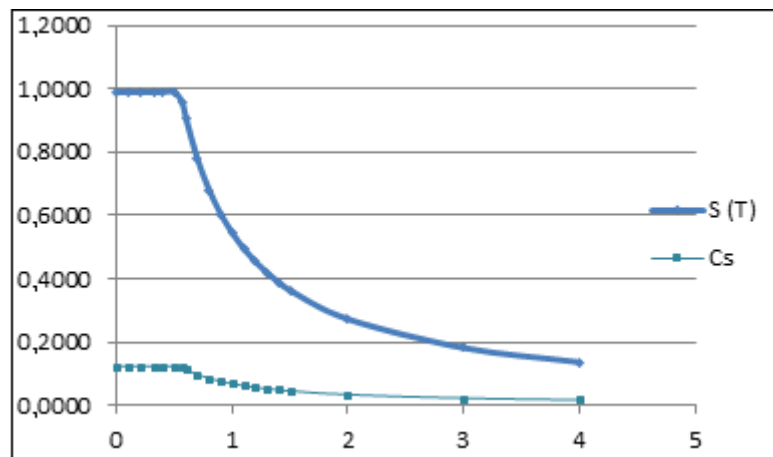
1.2.2. Método de análisis modal espectral

El análisis modal espectral, es un método ventajoso para estimar los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, siempre con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. El objetivo del análisis modal será determinar los modos naturales de vibración de la estructura modelada en 3 dimensiones y los respectivos períodos de vibración.

1.2.2.1. Espectro de respuesta

Es la gráfica de relación del período de una estructura, con la aceleración que la misma se halla sujeta a esta respuesta máxima.

Figura 2. Función de espectro de respuesta



Fuente: AGIES NSE-10 2010

1.2.3. Método de análisis tiempo historia

El análisis en el tiempo permite obtener los efectos estructurales de la fluencia, retracción y envejecimiento del concreto y de la relajación del acero. Dichos efectos pueden ser deformaciones y desplazamientos diferidos, así como variaciones en el valor o en la distribución de esfuerzos, reacciones o tensiones.

Este tipo de análisis sísmico no es muy usado porque requiere un estudio del sismo en el lugar exacto.

1.3. Parámetros de análisis

Los distintos parámetros servirán para obtener un resultado adecuado para el funcionamiento de la estructura analizada; para el tema a tratar en este proyecto, se mencionan algunos factores a utilizar que han sido recomendados para evitar efectos que causen daño estructural.

1.3.1. Factor de reducción sísmica (R)

Es quizá el más importante, depende del sistema estructural, se le conoce como factor de rigidez. Se basa en el hecho de que durante la respuesta a la acción de cargas sísmicas (inercia), las estructuras disipan energía y pueden activar tres recursos esenciales: la ductilidad (C_d), la sobrerresistencia (Ω_r) y la redundancia (ρ); el Factor R se utiliza para reducir la intensidad de las cargas elásticas usadas para el diseño. Los coeficientes que se sugieren para el factor R son diferentes para cada sistema estructural en particular (ver tabla II).

1.3.2. Factor de sobrerresistencia (Ω_r)

Generalmente la resistencia lateral máxima de todo edificio suele ser mayor que la resistencia lateral de diseño. Se tiene certeza de que tanto los métodos de diseño como las provisiones de los códigos y los requisitos para control de desplazamientos, entre otros, producen elementos estructurales de mayor tamaño y refuerzo que los que resultan de un análisis debido estrictamente a cargas laterales y gravitatorias.

Esta tendencia se observa en todas las regiones geográficas pero la magnitud de dicha sobrerresistencia es mayor en regiones de riesgo sísmico moderado y alto.

El Factor de sobrerresistencia, Ω_r , se utiliza para incrementar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura según su configuración o irregularidad geométrica. El valor numérico para cada una de las estructura se especifica según su sistema estructural (ver tabla II).

1.3.3. Factor de redundancia (ρ)

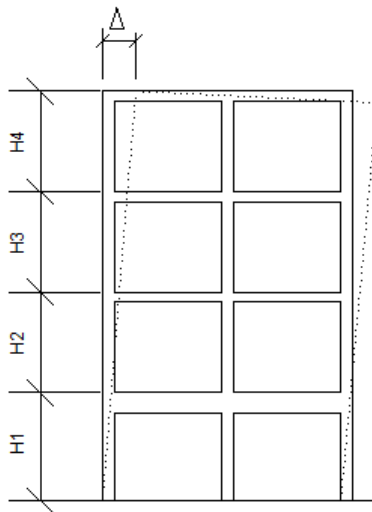
La redundancia se relaciona con la configuración estructural. Un sistema estructural compuesto por mucho componentes diseñados para resistir la acción sísmica y en los cuales las fuerzas laterales se distribuyen entre gran parte de esos componentes, presenta una probabilidad de falla menor que un sistema con pocos componentes.

Desde este punto de vista, el diseño de la estructura debe buscar que la resistencia a las fuerzas sísmicas dependa de un número importante de elementos, puesto que cuando se cuenta poca redundancia la falla de alguno de ellos puede tener como consecuencia el colapso parcial o total durante el sismo.

1.3.4. Factor de amplificación de desplazamiento (C_d)

Este factor se utilizará para estimar la máxima deriva elástica que puede incurrir una estructura a partir de la máxima deriva poselástica admisible por especificación.

Figura 3. **Desplazamiento lateral**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

La deriva lateral Δ se describe como:

$$\Delta = (\Delta_4 - \Delta_3) / H_4$$

Esta relación de desplazamientos “ Δ ” se conoce como distorsión de entrepisos o deriva lateral, mientras que el valor máximo de deriva lateral se conoce como Δ_{CP} .

$$\Delta_{CP} \leq \Delta_U / C_d$$

Donde Δ_U es la deriva última máxima tolerable, C_d es el factor de amplificación de desplazamiento.

Tabla I. **Derivas últimas máximas Δu**

Tipología de estructura	Clasificación		
	ordinaria	importante	esencial
Edificaciones de mampostería reforzada hasta 4 niveles	0,007hp	0,007hp	0,007hp
Edificaciones hasta la altura permitida sin ascensor	0,025hp	0,025hp	0,020hp
Edificación en general	0,020hp	0,020hp	0,015hp
hp= altura del piso a calcular			

Fuente: AGIES NSE 3. Diseño estructural de edificaciones. capítulo 4.3.3

1.3.5. Inercia

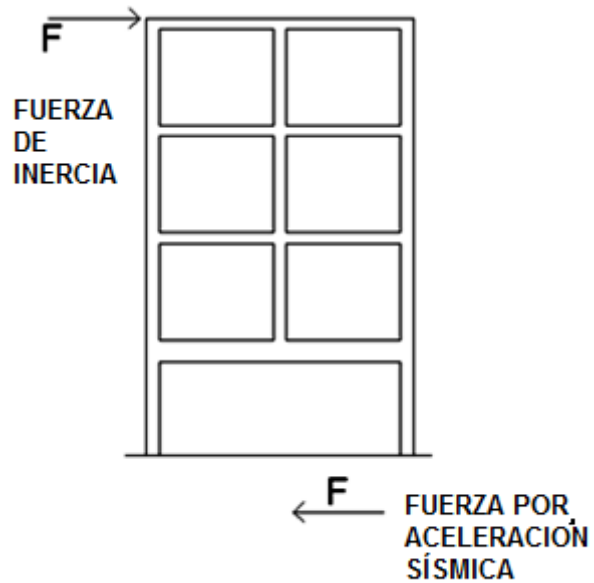
Es la fuerza generada por el movimiento sísmico del suelo que se transmite a los edificios apoyados sobre el terreno debido a que la base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo y la masa del edificio por inercia se opone a ser desplazada dinámicamente y seguir el movimiento de su base.

Se define como:

$$F=m*a$$

Donde la masa (m) del edificio, debido a la aceleración de las ondas sísmicas (a). En tal sentido, la masa (contenida en el edificio), por lo que determinar las masas del edificio es un proceso importante en el análisis sísmico.

Figura 4. **Fuerza de inercia**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

1.3.6. **Período**

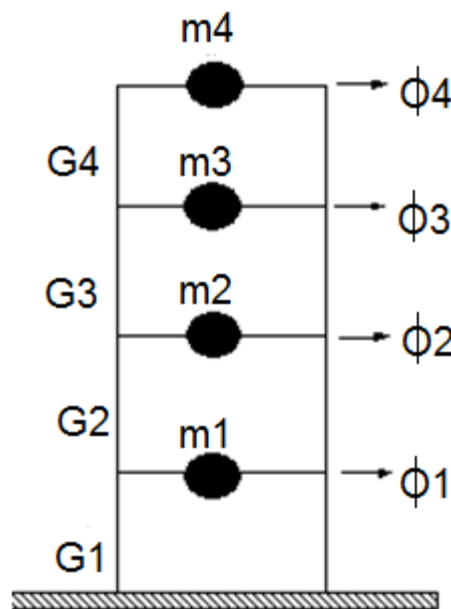
Intervalo de tiempo en el cual un sistema masaresorte, completa un ciclo total de tiempo, dicho de otra forma, es el tiempo que toma una estructura en retornar al punto de origen.

Existen dos rangos de clasificación del período, el período corto que está definido para períodos menores a 0,5s y el período de larga duración mayores a 0,5s.

1.3.6.1. Período fundamental de vibración

Es el período que corresponde al primer modo o modo fundamental de vibración libre. Dicho período es una característica dinámica propia de la estructura. Para estimar el valor, los códigos permiten utilizar fórmulas aproximadas para la estructural, para cuyo uso admite que la masas se realice suponiéndolas concentradas en los niveles de entresijos y techo.

Figura 5. Diagrama de modo de vibración



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Además, permite adoptar valores del período fundamental obtenidos mediante mediciones realizadas en construcciones con características estructurales similares; o bien mediante fórmulas empíricas, para esto se puede usar la fórmula siguiente:

$$T_a = K_T(h_n)^x$$

Dónde:

h_n = altura total en m definida desde la base

K_t depende del sistema estructural a considerar

- $K_T = 0,049$, $x=0,75$ para sistemas estructurales E1, E3, E4 o E5 (tabla II)
- $K_T = 0,047$, $x=0,90$ solamente para sistemas estructurales E2 de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas
- $K_T = 0,047$, $x=0,85$ para sistemas E2 de concreto reforzado con fachadas rígidas² o que no cumplan con el párrafo anterior
- $K_T = 0,072$, $x=0,80$ solamente para sistemas estructurales E2 de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígidas
- $K_T = 0,072$, $x=0,75$ para sistemas E2 de acero rigidizados

Período T para usar en el diseño estructural

$$T \leq 1,4 * T_a$$

1.3.7. Amortiguamiento

Mecanismo mediante el cual un sistema masaresorte, disipa energía y vuelve a su estado original de reposo. El valor numérico del amortiguamiento corresponde a un porcentaje del amortiguamiento crítico, el cual consiste en el valor de amortiguamiento que en un sistema masaresorte regresa al estado estático al ser trasladado fuera de su posición de reposo.

1.3.8. Ductilidad

Refleja la capacidad del edificio a flexionarse, balancearse o deformarse en grandes cantidades sin colapsar. Lo opuesto a la ductilidad es la fragilidad, la cual se introduce por el uso de materiales frágiles o por un diseño incorrecto. Los materiales frágiles se rompen durante la carga. La introducción de acero de refuerzo le proporciona ductilidad a los materiales frágiles. El propio concreto incrementa su ductilidad con el acero y la densidad de las varillas.

1.3.9. Rigidez y resistencia

La resistencia y la rigidez son los dos aspectos más importantes del diseño sísmico. La resistencia es el parámetro de diseño donde se busca que las dimensiones de los elementos garanticen la integridad de la estructura sometida a todas las combinaciones de carga posibles y la rigidez relaciona la deformación de la estructura con las cargas aplicadas; este parámetro asegura que la estructura cumpla con las funciones impuestas. La rigidez lateral se refiere a la deflexión horizontal de piso a piso y previene así que la estructura se salga del alineamiento vertical más allá de una cantidad dada. El desplazamiento se debe limitar a causa de su efecto sobre los muros divisorios, fachadas, plafones y en la comodidad de los ocupantes.

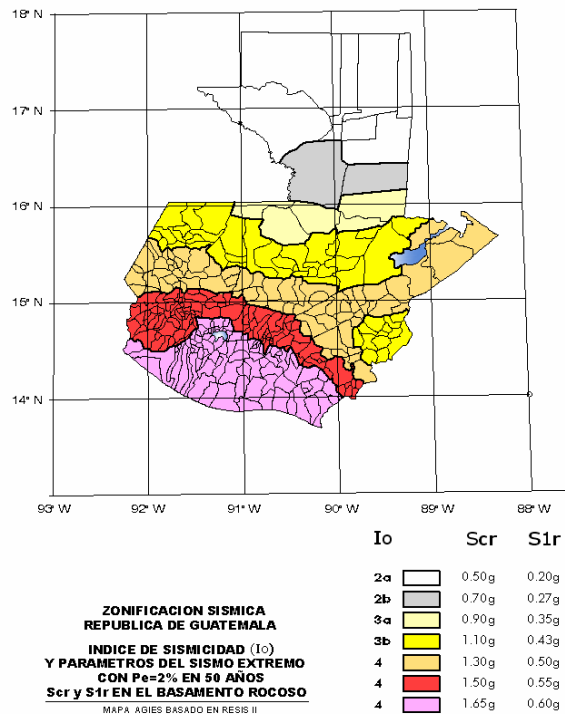
1.4. Zonificación y características sísmicas

La zonificación sísmica, esta sectorizada por cuatro puntos conocidos como zonas, cada una depende del tipo de sitio y niveles de protección establecida en las normas guatemaltecas AGIES.

1.4.1. Zonificación sísmica para Guatemala

El mapa refleja las dos zonas sismológicas más importantes en Guatemala, la falla del Motagua Polochic y la zona de subducción ubicada en la costa sur.

Figura 6. Mapa de zonificación sísmica para Guatemala



Fuente: AGIES NSE 2. Condiciones de Sitio y Niveles de Protección figura. 4-1

Guatemala está dividida en varias zonas sísmicas. El nivel más bajo se asigna a la mitad nororiental del país. Esta área, mostrada en el mapa (ver figura 6), cubre 30 por ciento del país así como Bélice, las otras dos terceras partes del país se dividen en las tres zonas adicionales las cuales aumentan en intensidad a medida que se acercan al Océano Pacífico

1.4.1.1. Sismo de diseño

Los sismos de diseño se describen por medio de espectros de respuesta sísmica simplificados para estructuras con 5 por ciento de amortiguamiento, al llamarse espectros de diseño o simplemente sismos de diseño que se obtienen del más reciente estudio realizado por AGIES NSE-10.

Los tres tipos de sismos de diseño son los siguientes:

- Sismo básico (10 por ciento de probabilidad en 50 años)
- Sismo severo (5 por ciento de probabilidad en 50 años)
- Sismo extremo (2 por ciento de probabilidad en 50 años)

1.5. Sistema estructural

El sistema estructural, lo conforman los diferentes elementos resistentes a momentos y esfuerzos de corte, que conjuntamente determinaran el funcionamiento de la estructura ante un sismo.

1.5.1. Sistema de marcos

Está formado por columnas y vigas que soportan toda la carga vertical y cargas horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales.

1.5.2. Sistema cajón

El sistema cajón, está conformado por muros estructurales resistentes a todas las cargas horizontales y verticales. Las cargas verticales no soportadas por muros podrán ser soportadas por columnas o vigas.

1.5.3. Sistema combinado

Es un sistema formado por losas actuando como diafragmas horizontales, sostenidas por una combinación de muros estructurales y marcos.

1.5.4. Sistema dual

Este sistema es similar al sistema combinado en todos los aspectos, excepto que deberá contener marcos especiales cuya capacidad residual será al menos el 25 por ciento de las solicitaciones sísmicas totales considerando el mismo factor R original.

1.5.5. Clasificación de sistemas y factores de diseño

Para cada sistema estructural, se tienen diferentes factores de castigo que sirvan para mejorar el funcionamiento de la estructura, a continuación se detallan los factores según su sistema estructural.

Tabla II. Clasificación de sistemas y factores de diseño

	SISTEMA ESTRUCTURAL	R	Ω_r	Cd	B	C	D	E
E1	SISTEMA DE MARCOS							
E1-A	Marcos tipo A							
	De concreto reforzado	8	3	5,5	SL	SL	SL	SL
	De acero estructural	8	3	5,5	SL	SL	SL	SL
E1-B	Marcos tipo B							
	De concreto reforzado	5	3	4,5	50	30	12	NP
	De acero estructural	4,5	3	4	50	30	12	NP
E1-C	Marcos tipo C							
	De concreto reforzado	3	3	3	30	NP	NP	NP
	De acero estructural	3,5	3	2,5	30	NP	NP	NP
E2	SISTEMA DE CAJON							
	Con muros estructurales							
	De concreto reforzado A	5	2,5	5	SL	75	50	30
	De concreto reforzado B	4	2,5	4	50	50	30	NP
	De concreto reforzado BD	5	2,5	3	30	30	15	12
	De mampostería reforzada A	4	2,5	3	30	30	20	15
	Paneles de Concreto prefabricado	4	2,3	3,5	30	30	15	12
	Con paneles de madera	6	3	4	20	20	15	20
E3	SISTEMA GENERAL							
	Con muros estructurales							
	De concreto reforzado A	6	2,5	5	SL	75	50	50
	De concreto reforzado B	5	2,5	4	SL	50	30	NP
	De mampostería reforzada A	5,5	3	3,5	SL	SL	50	50
	Paneles de concreto prefabricado	4,5	3	3,5	SL	30	30	20
	Marcos de acero arriostrado							
	Tipo A con riostras excéntricas	8	2	4	SL	50	50	30

Continuación de la tabla II.

	Tipo A con riostras concéntricas	6	2	5	SL	50	30	20
	Tipo B con riostras concéntricas	3,5	2	3,5	30	12	12	NP
E4	SISTEMA DUAL							
	Marcos de concreto reforzado con muros estructurales							
	De concreto reforzado	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
	De mampostería reforzada	5,5	3	5	SL	SL	SL	SL
	Marcos de acero							
	con riostras excéntricas	8	2,5	4	SL	SL	SL	SL
	con riostras concéntricas	7	2,5	5,5	SL	SL	SL	SL
E5	PENDULO INVERTIDO							
	De concreto reforzado confinado	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	de estructura de acero	2,5	1,2	2,5	12	12	12	12
	de estructura de madera	2,5	1,5	1,5	12	12	12	12
SL	SIN LIMITE							
NP	NO SE PERMITE							

Fuente: AGIES NSE 3. Diseño estructural de edificaciones. Tabla 1-1

1.6. Riesgo sísmico

Guatemala, se encuentra entre dos fallas muy importantes, la falla de Cocos y la falla del Motagua, ambas fallas con probabilidad de moverse en cualquier momento.

Es por eso que el riesgo sísmico se describe, como la probabilidad de que como resultado de un sismo, se exceda un cierto valor de magnitud de la aceleración pico del suelo, en un intervalo de tiempo (50 años) y en un sitio específico. Esta probabilidad es tan cierta como ahora, como en 50 años, y eso deja expuesto la vulnerabilidad de una estructura ante los fenómenos naturales.

1.7. Estudios previos sobre efectos de piso suave

El diseño sismoresistente para edificios es relativamente reciente, después del terremoto de 1906 en San Francisco fue donde todo inicio, y se comenzó a analizar la influencia que tienen los sismos en los edificios, luego, en el terremoto de Tokio en 1923 se establecieron los primeros principios del diseño sismoresistente basado en métodos empíricos. Después del terremoto de Tokio, el estudio de la ingeniería sísmica se ha extendido en el mundo dando como resultado el desarrollo de métodos analíticos y actualmente métodos mucho más exactos usando la tecnología como principal herramienta.

Ya que el diseño sísmico es aún joven en su conocimiento, los estudios sobre las causas que producen colapsos total o parcial en estructuras aún no está del todo dicho. Una de las causas de daño estructural que se han encontrado en varios de los terremotos ocurridos, es el efecto que se ha nombrado como piso suave o piso blando.

Este fenómeno sísmico del piso suave, es decir, cuando un piso se aplasta por completo durante un terremoto mientras el resto de pisos permanecen de pie, ha sido documentado luego de los terremotos de California, el 17 de octubre de 1989; en el terremoto de Northridge, California, el 17 de enero de 1994; el terremoto de Kobe, Japón, el 17 de enero de 1995, el terremoto de Izmit, Turquía, del 17 de agosto de 1999.

Las consecuencias de este tipo de colapso por piso suave, desnudo un gran problema en edificios altos, cuyo primer piso era dedicado al estacionamiento de vehículos o a centros comerciales, y por disponer de columnas muy separadas y no poseer muros capaces de absorber el esfuerzo

cortante generado por las ondas sísmicas liberadas por el terremoto, colapsaron por el efecto de piso suave.

Al principio se creyó que el piso suave era un efecto que sufren las estructuras únicamente en su primer piso, pero el fenómeno de los pisos sísmicamente suaves, también ocurre en niveles superiores donde hay un marcado contraste entre los elementos estructurales utilizados y el nivel de rigidez de los mismos, tal y como ocurrió en el terremoto de Kobe, Japón, de 1995, cuando una gran cantidad de edificios, todos con más de 20 años de haber sido construidos, colapsaron a nivel del quinto piso, esto debido a que la antigua versión del código japonés de construcción, permitía superestructuras más débiles a partir del quinto piso de un edificio.

Para algunos especialistas en el diseño de estructural denominan un piso suave como, “cambio de rigidez o resistencia entre los pisos adyacentes”.

Esto como sucedió en el Japón, es cuando en un piso inferior, los muros de los pisos superiores no continúan provocando un cambio de rigidez o resistencia, y empeora cuando la columna no está capacitada para soportar los momentos de reacomodo de la rigidez.

Es fácil ver en la ciudad de Guatemala edificios con áreas libres en el piso inferior y los pisos superiores están arriostrados por muros estructurales. En la mayoría de estos casos, los primeros pisos se ha dedicado al estacionamiento de vehículos, donde solo hay columnas aisladas que sirven de apoyo a los pisos adyacentes y no hay muros a cortante, estos automáticamente se convierten en pisos suaves, expuestos a colapsar al momento de un terremoto.

2. EFECTOS DE PISO SUAVE

2.1. Antecedentes

Guatemala está asentada sobre varias fallas producto del movimiento de las placas tectónicas, muchas fallas se activaron en el terremoto de 1976. Por esta razón es de vital importancia tener estructuras capaces de responder correctamente ante eventos de grandes magnitudes, evitando daños y colapso en las estructuras.

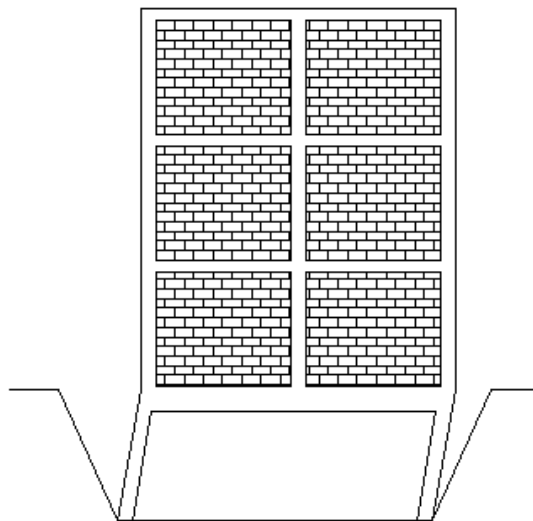
A nivel mundial, se han estudiado las causas de colapso estructural en edificios que en su momento, fueron analizados correctamente. La mayoría de estos colapsos han sido durante un sismo de gran magnitud, debido a esto, uno de los efectos que causaron varios colapsos de estructuras es el efecto conocido como Piso Suave.

El concepto de piso suave o blando, como término también usado, es aquella en donde una estructura presenta mayor rigidez en el piso superior en comparación con el piso inferior, ya que en la mayoría de requerimientos arquitectónicos los primeros niveles necesitan mayor visibilidad y se restringen los apoyos, produciéndose así una zona de transición de fuerzas y un diferencial de rigideces que produce una zona de alto riesgo sísmico, causando consigo un colapso abrupto que se conoce como Efecto de Piso Suave.

Este es el caso, por ejemplo, de aquellos edificios que presentan en su primer piso parqueos, tiendas o restaurantes, y por el uso que se le da tiene pocos muros en pisos inferiores, mientras que los pisos superiores,

generalmente destinados a vivienda u oficinas, contienen muchos muros reforzados que los rigidizan lateralmente, e incluso, cuando los muros superiores son tabiques pero por una mala práctica estos no están aislados de la estructura principal, provocan un aumento de rigidez causando el mismo efecto.

Figura 7. **Efecto de piso suave**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

En una estructura de estas características, la falta de mampostería en la parte inferior de la estructura genera una diferencia de rigideces en la misma, lo cual, se vuelve un punto crítico al momento de un sismo ordinario y la mayoría de veces a un colapso ante un sismo severo.

En un piso suave, hay que considerar la disminución de capacidad de deformación de la estructura por el efecto, porque al concentrarse todas las deformaciones del edificio en un solo nivel, en este caso, el piso donde la rigidez cambia abruptamente, se hace necesaria una ductilidad local mucho mayor en

los elementos de este piso, columnas, vigas, muros etc.con el fin de conseguir una misma ductilidad a nivel global.

Se sabe además que al tomar un factor de sobre resistencia (Ω_r) reglamentado por las normas AGIES NSE-10, solamente se diseña para una fuerza cortante más grandes, lo que produce elementos estructurales de mayores dimensiones, pero la diferencia de rigideces entre los niveles se mantiene, a menos que se ubiquen muros de corte en los pisos inferiores.

2.2. Factores influyentes

Entre los factores que afectan, están las configuraciones de arquitectura y una mala práctica en la construcción de la edificación. A continuación, algunos factores que se abarcaran en este tema.

- Irregularidad en carga vertical
- Configuración no paralela
- Irregularidad en la rigidez
- Irregularidad en resistencia
- Irregularidad de masa
- Muros de corte discontinuos
- Flexibilidad estructural
- Cambio rigidez en columna
- Relación viga-columna
- Diafragma discontinuo
- Edificios adyacentes

2.2.1. Configuración geométrica

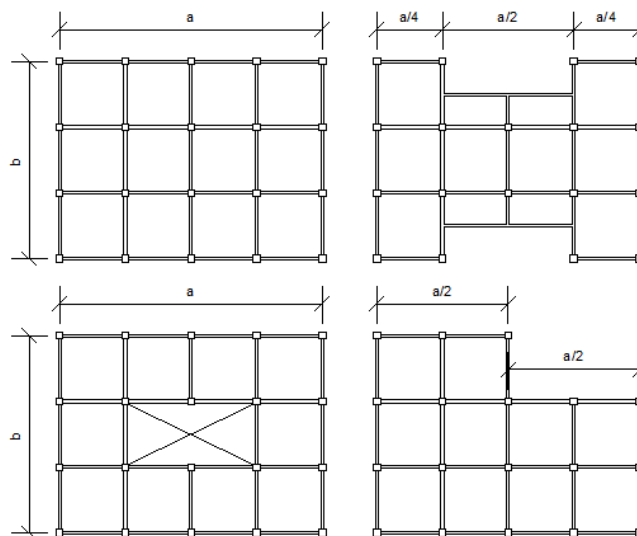
Hay una gran tendencia arquitectónica en la configuración del piso suave, aunque la irregularidad geométrica en los primeros niveles se conozca que es desfavorable para la distribución de las cargas, muchas veces es necesario aceptarla para ciertas irregularidades en beneficio de funcionalidad.

Ahora bien, se sabe entonces que la geometría de una edificación juega un papel importante a la hora de un evento sísmico, entonces esta es vital en las dimensiones de una catástrofe, y puede ser establecida como una configuración regular o irregular dependiendo del arreglo de los elementos estructurales.

2.2.1.1. Configuración regular

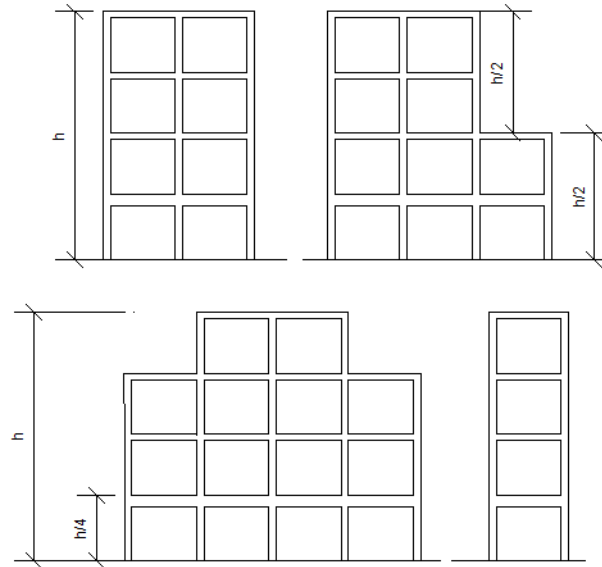
En general, la configuración regular sigue un patrón de simetría, tanto vertical, que ayuda a la continuidad de cargas vivas y muertas, como una simetría latera para resistir las cargas sísmicas. La mejor estructura regular debe tener una simetría en la planta para todos los niveles y vertical en sus ejes, además de tener una forma rectangular o cuadrada siguiendo una geométrica concéntrica para evitar otros problemas como la torsión.

Figura 8. Regularidad en planta



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Figura 9. **Regularidad vertical**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

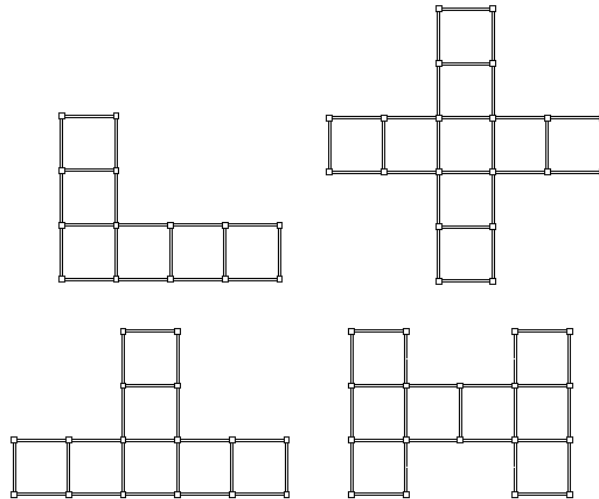
2.2.1.2. **Configuración irregular**

La irregularidad en la estructura carece de simetría, y presenta discontinuidades en geometría, masa, o elementos verticales de carga. Pueden causar interrupción del flujo de fuerzas y concentración de esfuerzos. Las irregularidades pueden ser más críticas cuando existen horizontales y verticales en una misma estructura.

2.2.1.2.1. Irregularidad horizontal

Esta característica es común en configuraciones que en planta tienen las formas de L, H, T, + (o combinaciones). Producen concentración de esfuerzos en las esquinas. Tienden a producir variaciones de rigidez, y de ahí, movimientos diferenciales entre las diferentes partes del edificio. .

Figura 10. Irregularidad en planta



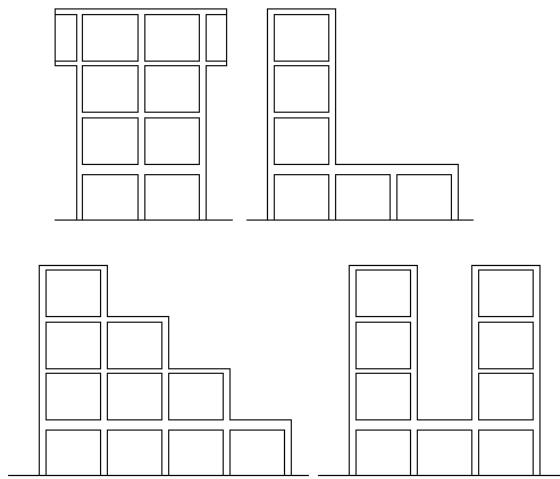
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

2.2.1.2.2. Irregularidad vertical

Las irregularidades verticales indican cambios súbitos de resistencia, rigideces, geometría y masa, y conducen a una distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura del edificio. Las irregularidades de masa y rigideces de elementos, también pueden causar grandes fuerzas de torsión. Además la irregularidad horizontal provoca torsión en formas geométricas como L, T, H.

Son muy conocidos los daños y aun los colapsos provocados por las transiciones bruscas de resistencia y las discontinuidades de la rigidez en lo alto del edificio. Estos daños pueden ser desprendimiento de fragmentos y colapso de elementos en puntos de transición.

Figura 11. **Irregularidad vertical**



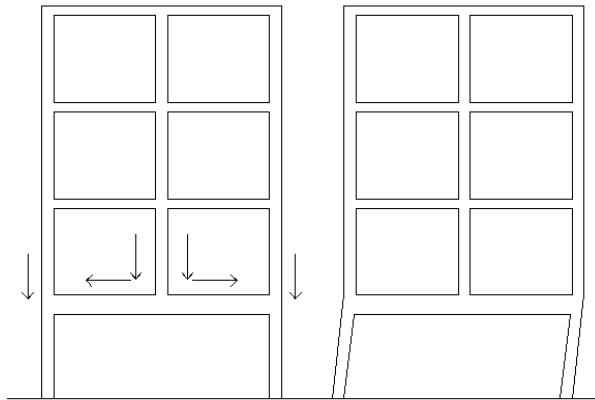
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

2.2.2. **Irregularidad en carga vertical**

La irregularidad en cargas, se produce cuando existe una irregularidad vertical y las cargas superiores cambian de dirección al momento de transferirse al suelo. Para estas irregularidades se introduce el factor de sobrerresistencia Ω_r para manejar situaciones en las que se rompe la continuidad de las cargas.

En el caso de columnas o muros de corte que no continúan hacia la cimentación, el corte inducido afecta a los otros elementos del piso inferior, en este punto es donde se produce el efecto de piso suave.

Figura 12. **Irregularidad en carga**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

La razón del deslizamiento del piso recae en que el nivel en que se interrumpen los elementos es más flexible que los restantes.

2.2.3. Irregularidad en la rigidez

La irregularidad de rigidez en una estructura se considera, cuando la rigidez lateral de un piso es menor que el 70 por ciento de la rigidez lateral del piso superior o menor que el 80 por ciento del promedio de la rigidez lateral de los tres pisos superiores. Este efecto, es producido por varios factores que generan el cambio en la rigidez.

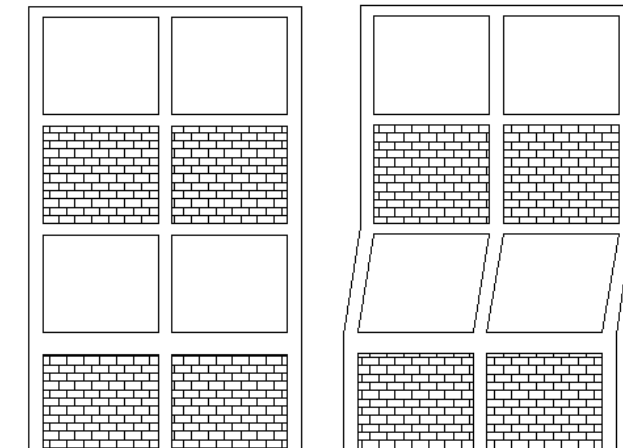
En un caso extremo, cuando la rigidez lateral de la estructura de un piso es menor que 60 por ciento de la rigidez del piso superior o menos que el 70 por ciento de la rigidez promedio de los tres pisos superiores.

El cambio de rigidez es quizá el mayor causante del efecto de piso suave, porque muchas veces al tener muros superiores rigidizan demasiado la

estructura superior y llevan al colapso los elementos del piso inferior. Los cambios de rigidez son muy comunes en edificaciones de mampostería, en la mayoría de las ocasiones las construcciones no supervisadas tienden a tener estos problemas por la necesidad de espacio en el nivel bajo.

El problema del cambio de rigidez, no siempre suele darse por la irregularidad geométrica, la mayoría de las veces es por no dejar juntas sísmicas entre las columnas y los muros no estructurales.

Figura 13. **Irregularidad en rigidez por muros**



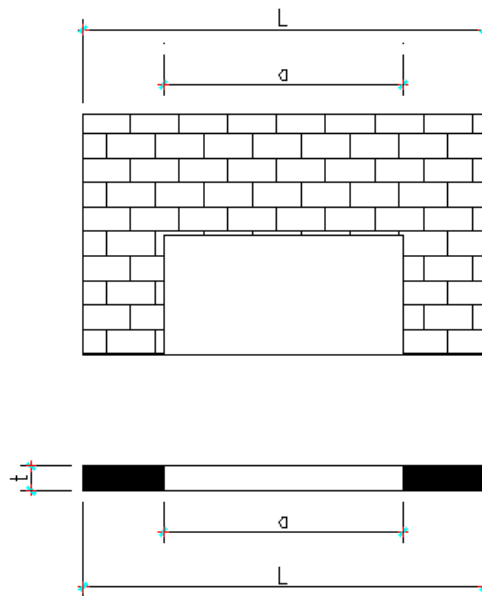
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

El problema del cambio de rigidez debe ser solucionado desde el concepto arquitectónico, si el caso fuera lo contrario, se puede solucionar colocando muros de corte en los niveles inferiores para poder reducir el cambio de rigidez para obtener el mismo resultado, esto se puede calcular por los siguientes métodos.

2.2.3.1. Método de inercia completa

En este método, denominado como el de la inercia completa de la sección transversal en la zona de la abertura, se considera la inercia efectiva de las secciones transversales con aberturas, como si ésta fuera continua en toda su elevación, lo que dependería de que los segmentos adyacentes de muros proporcionen la suficiente rigidez y continuidad para que este comportamiento se produzca.

Figura 14. **Abertura en muro**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

La inercia equivalente se calcula como:

$$I_{eq} = \frac{1}{12} t(L^3 - a^3)$$

2.2.3.2. Método de inercia reducida

La sección transversal en la zona de la abertura, se calcula una sección efectiva equivalente, donde la inercia se reduce en función de considerar que la presencia de la abertura flexibiliza tanto al muro que, en la zona de la abertura, la inercia sería equivalente a la de una sección rectangular cuya longitud es igual a la longitud efectiva de los tramos sólidos del muro.

La inercia equivalente reducida será:

$$I_{eq} = \frac{1}{12} t(L - a)^3$$

2.2.3.3. Método de inercia individual

En este método se considera que la abertura provoca un desacoplamiento completo de los segmentos de muro aledaños a la misma, por lo que cada segmento de muro aporta individualmente a la rigidez lateral del muro en función de las propiedades de su sección transversal, es decir, se considera que la inercia de una sección con aberturas es la suma de las inercias de las distintas secciones sólidas.

Se tendrá la inercia como:

$$I_{eq} = 2 * \frac{t}{12} \left(\frac{L - a}{2} \right)^3$$

2.2.4. Irregularidad en resistencia

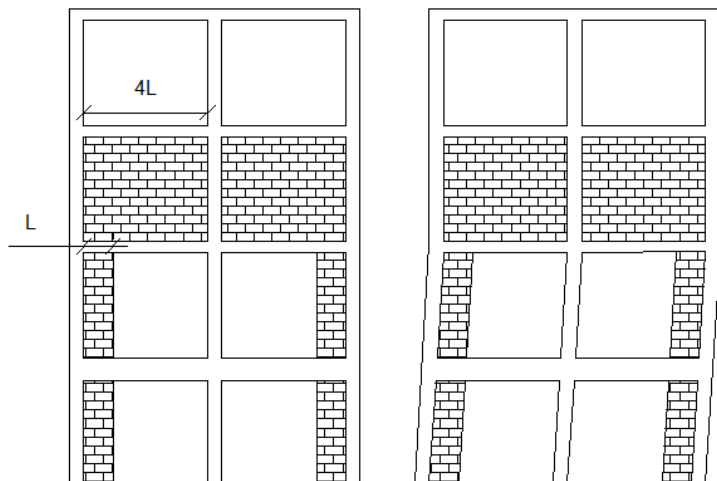
La resistencia del piso es 80 por ciento o menos que la resistencia del piso superior caso extremo: la resistencia del piso es 65 por ciento o menos que la resistencia del piso superior.

Si se tuviera un muro en el piso “n” con un espesor “t” y un largo “L”, comparado con un muro en el piso “n+1” con espesor “t” pero con una luz de “4L”.

Entonces la inercia en el piso
“n” será $I = \frac{1}{12} tL^3$

Inercia en el piso “n+1” será
 $I = \frac{1}{12} t(4L)^3 = \frac{16}{3} tL^3$

Figura 15. Irregularidad en resistencia



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

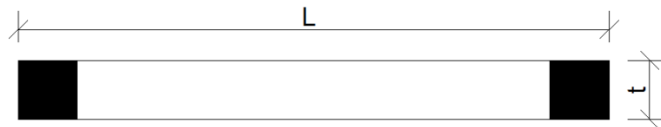
2.2.4.1. Densidad de muros

Se puede además realizar un cálculo de densidad de muros adecuados con el objetivo de tener una resistencia simétrica en los niveles.

A continuación se recomienda utilizar la fórmula para la densidad de muros de las normas peruanas AS070 aplicada a una zona 4 según el mapa de zonificación sísmica de AGIES NSE 10.

$$\sum \left(\frac{L_t}{A_p} \right) \geq \frac{ZISN}{56}$$

Figura 16. **Planta de muro**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Donde:

L =longitud del muro

T =espesor del muro

A_p=Área en planta del edificio

N =número de niveles

Z =0,40 para la zona 4

I =Importancia de la edificación

I =1,3 Esenciales

I =1,2 Importantes

I =1,0 Ordinarias

S =Tipo del suelo

S =1,0 Rígido

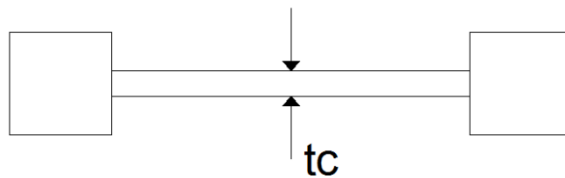
S =1,2 Intermedio

S =1,4 Flexible

2.2.4.2. Sección transformada

Este método, servirá para determinar el espesor equivalente de un muro de mampostería a uno de concreto, o viceversa, esta sección servirá para analizar el elemento con un espesor equivalente.

Figura 17. Sección transformada



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Donde:

$$t_c = t_m / n$$

t_c = espesor equivalente a concreto

t_m = espesor de muro de mampostería

n = relación modular

E_c = Módulo de elasticidad de concreto

E_m = Módulo de elasticidad de mampostería

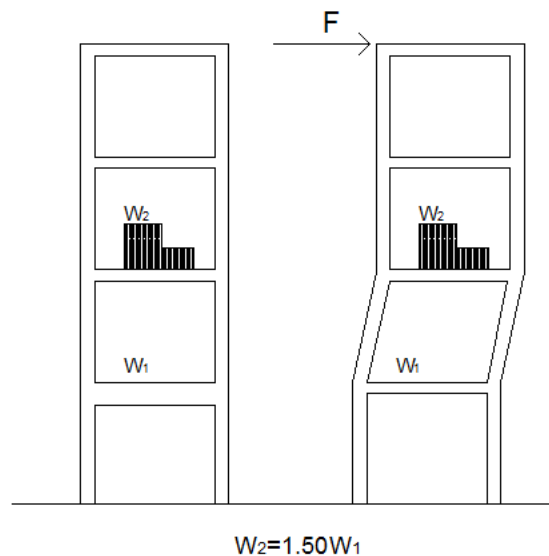
$$n = \frac{E_c}{E_m}$$

Cuando la rigidez de un edificio se encuentra irregularmente distribuida a lo largo de la altura, las mayores solicitaciones se pueden concentrar en los pisos débiles.

2.2.5. Irregularidad en masa

Se consideran irregularidades de masa, cuando la masa efectiva (peso sísmico) de cualquier nivel es más del 150 por ciento de la masa efectiva de un piso adyacente. Esto quiere decir que cuando la carga de un piso es mayor dos veces más que el piso superior o inferior se producen, efectos no deseados a la hora de un sismo, como el incremento de las deformaciones. Este tipo de diferencias puede ocurrir cuando existan espesores de losa más grandes que el nivel adyacente, además puede ser provocado por sobrecarga adherida a la estructura principal, como maquinaria anclada a las vigas o columnas provocando un peso sísmico mayor a lo normado.

Figura 18. Irregularidad en masa



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

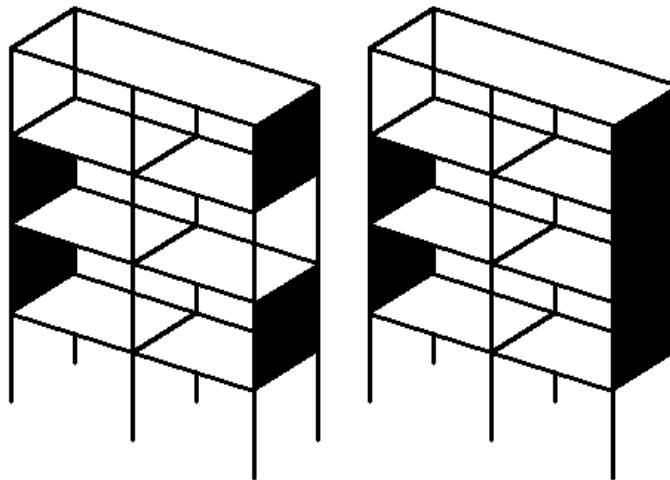
El problema en cuestión es ocasionado por altas concentraciones de masa en algún nivel determinado del edificio y se puede deber a la disposición en el de elementos pesados, tales como equipos, tanques, bodegas, archivos,

etc. El problema es mayor en la medida en que dicho nivel pesado se ubica a mayor altura, debido a que las aceleraciones sísmicas de respuesta aumentan también hacia arriba, para esto es importante hacer énfasis en el cálculo del sismo vertical que está en función de la carga muerta.

2.2.6. Muros de corte discontinuos

Cuando un edificio está conformado por muros de cortante, estos se pueden ver sometidos a cargas extremadamente altas. Si estos muros no coinciden en planta con los del piso siguiente, ocasionan el efecto de piso suave.

Figura 19. Irregularidad en muros a cortante



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

2.2.7. Flexibilidad estructural

La excesiva flexibilidad de la edificación ante cargas sísmicas puede definirse como la susceptibilidad a sufrir grandes deformaciones laterales entre los diferentes pisos, conocidas como derivas. Las principales causas de este problema residen en la excesiva distancia entre los elementos de soporte (claros o luces), las alturas libres y la rigidez de los mismos. Dependiendo de su grado, la flexibilidad puede traer como consecuencias:

- Daños en los elementos no estructurales adosados a niveles contiguos
- Inestabilidad en el piso más débil (suave), o inestabilidad global
- La ductilidad se concentra en las zonas más flexibles llegando a fallas abruptas

Deriva última $\Delta_u = 0,02 h_p$ para edificación general

Deriva $\Delta_{cp} \leq \Delta_u / C_d$

C_d (Ver tabla II)

$\Delta_{cp} \leq 0,02 h_p / C_d$

$\Delta_{cp} = (\Delta_{i+1} - \Delta_i) / h_i$

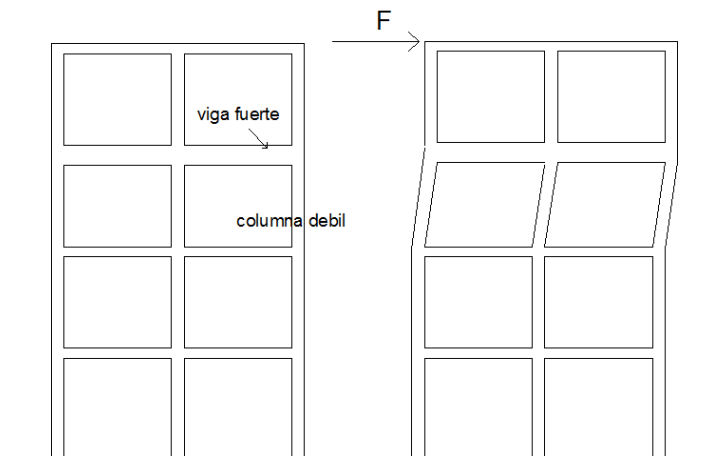
De acuerdo con lo anterior, para un análisis adecuado de los problemas de derivas y estabilidad resulta de gran importancia el cálculo de los valores adecuados de desplazamiento. Ser conservador en este aspecto es más conveniente en el caso de obras importantes y esenciales que en el de otras construcciones.

2.2.8. Relación viga columna

Las estructuras se diseñan para que las columnas sean mucho más resistentes que las vigas, el objetivo es evitar el colapso de la estructura forzando a una falla local y no global.

Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura.

Figura 20. **Viga fuerte columna débil**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Las resistencias a flexión de las columnas M_{nc} deben satisfacer la ecuación.

$$M_{nc} \geq \sum \frac{6}{5} M_{nv}$$

$\sum M_{nc}$ = suma de los momentos nominales de flexión de las columnas que llegan al nudo.

ΣM_{nv} = suma de los momentos resistentes nominales a flexión de las vigas que llegan al nudo.

Por lo anterior, el diseño sísmico de pórticos (estructuras formadas preferentemente por vigas y columnas) busca que el daño producido por sismos intensos se produzca en vigas y no en columnas, debido al mayor riesgo de colapso del edificio por el daño en columnas. Sin embargo, muchos edificios diseñados según códigos sismoresistentes han fallado por esta causa. Estas fallas pueden agruparse en dos clases:

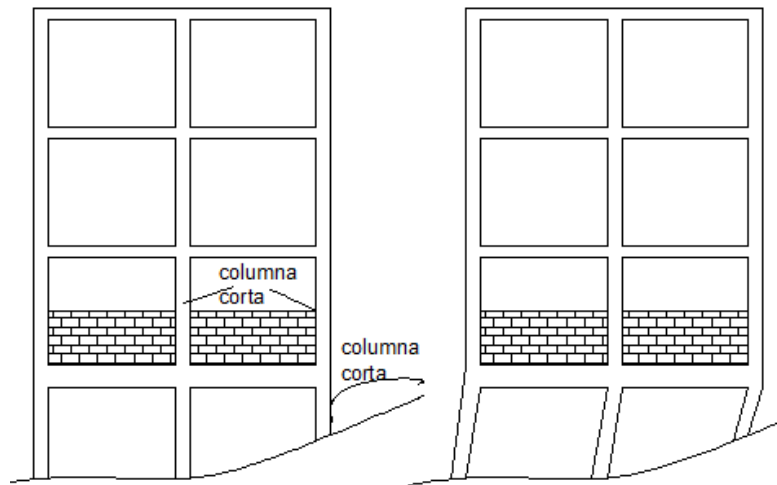
- Columnas de menor resistencia que las vigas
- Cambio de rigidez en columna (columnas cortas)

2.2.9. Variación de rigidez en columnas

Las columnas dentro de una estructura tienen la vital importancia de ser los elementos que transmiten las cargas a las cimentaciones y mantienen en pie a la estructura, razón por la cual cualquier daño en este tipo de elementos puede provocar una redistribución de cargas entre los elementos de la estructura y traer consigo el colapso parcial o total de una edificación.

Por lo general, la variación de rigidez en columnas de una estructura, se presenta cuando algunos edificios están ubicados sobre laderas de colinas, o cuando por arquitectura se generen cambios de nivel, o sobre lugares que han sido rellenados con material de baja densidad.

Figura 21. **Columna corta por cambio de rigidez**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Otra situación especial en donde se presenta el efecto de columna corta es cuando en un edificio de marcos, se construye una pared de mampostería de relleno para dividir ambientes, pero el muro de relleno no es separado de la estructura principal, entonces la columna adyacente se comporta como columna corta, debido a la presencia de las paredes, que le restringen el movimiento lateral.

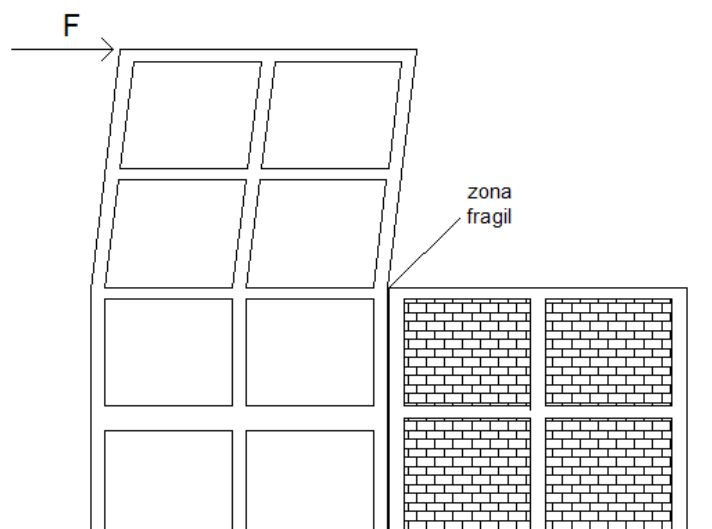
2.2.10. Edificios adyacentes

El efecto de piso suave se produce en el choque de dos edificios próximos. El golpe y los daños pueden ocasionar una respuesta irregular de las edificaciones a diferentes alturas. El daño es mayor cuando los pisos de los edificios tienen diferente nivel, con el riesgo de golpear las columnas. Cuando un edificio es mayor que otro, el más pequeño actúa como una base para la parte superior del edificio más alto.

Los daños pueden ser minimizados bajo un control exigente de la separación de los edificios con la siguiente fórmula.

$$\Delta(\text{cm}) = 3 + 0,004(h - 500)$$

Figura 22. Edificio adyacente

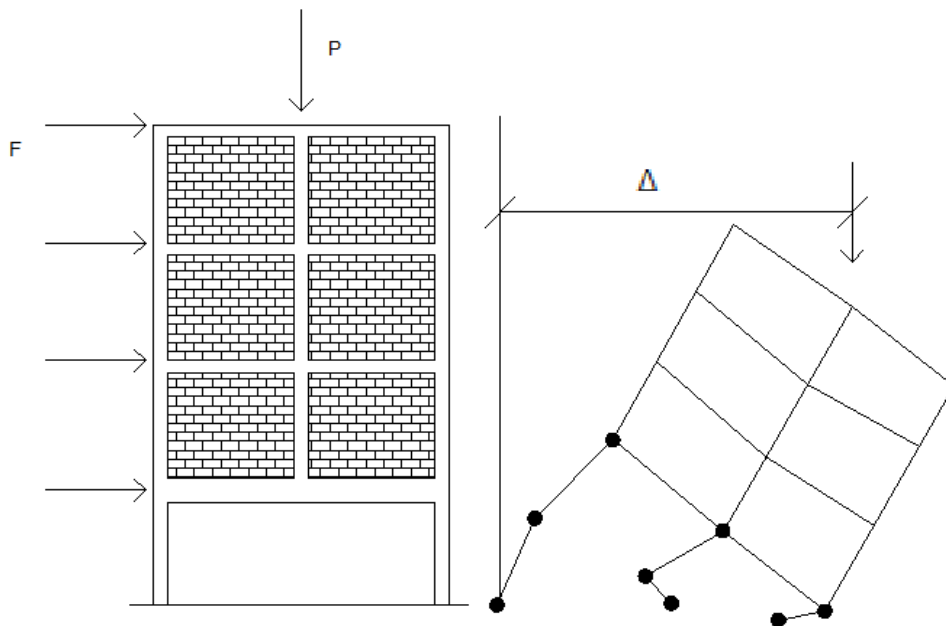


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

2.3. Respuesta sísmica por irregularidad

Antiguamente se suponía que el piso suave podría trabajar como una especie de disipador sísmico, como los aisladores de hoy en día, que permiten la transmisión de fuerzas hacia los niveles superiores no más allá de la capacidad resistente del piso suave; sin embargo, el colapso de varias estructuras en casi todos los países sísmicos, demostró que, una columna de gran altura es muy diferente a un aislador de poca altura, diseñado para absorber la carga vertical excéntrica. Por lo tanto, el efecto de piso suave no funciona como un aislador antiguamente supuesto, sino al contrario, es un efecto capaz de llevar al colapso cualquier estructura.

Figura 23. **Desplazamiento por piso suave**

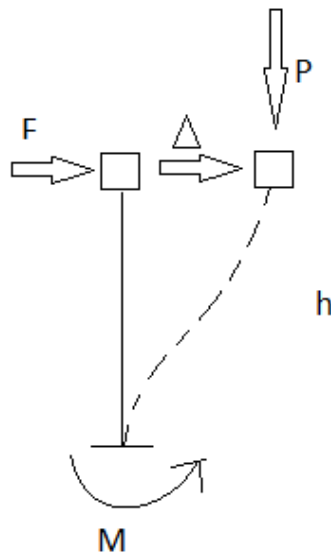


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

El daño que sufren las estructuras por piso suave puede concluir en el colapso total de la misma, ya que el daño se produce en la parte baja de la estructura lo cual la inutilizada parcial o totalmente a tal punto de no tener reparación.

Durante los sismos extremos, o incluso a veces en los sismos básicos, en el piso suave se produce un gran desplazamiento lateral Δ (ver figura 23), que se traduce en una excentricidad de la carga vertical "P" proveniente de los pisos superiores rigidizados por los muros superiores. Esto da lugar a un momento ($P \times \Delta$) que debe ser equilibrado por los momentos flectores generados en los extremos de las columnas del piso suave ($m \times \Delta$).

Figura 24. **Diagrama de fuerzas**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

$$M = Fh + P\Delta$$

$$M = mF + m\Delta$$

El momento generado por $P \times \Delta$ se conoce como una rótula plástica, esto también puede suceder en la relación de viga fuerte-columna débil, o columna fuerte–viga débil, en estas uniones ocurrirá una rótula plástica en el elemento más débil. Se sabe además que en sismos de larga duración existirá inevitablemente la rótula plástica, pero este efecto se debe proveer que aparezca en vigas y no en columnas porque las columnas son elementos de corte.

Para un piso suave, las columnas no deben diseñarse para soportar solamente los momentos flectores generados por las fuerzas sísmicas o un análisis de primer orden, sino también debe considerarse el momento producido por el desplazamiento $P \times \Delta$. Con lo cual, durante el sismo, el momento flector actuante $M = mF + m\Delta$ supera a la capacidad resistente mF , dando lugar a la formación de rótulas en los extremos de las columnas del piso suave. Lo que conduce a una mayor flexibilización del piso en mención.

2.3.1. Interacción suelo estructura

En el diseño sísmico de estructuras con planta baja flexible sobre suelo blando, la interacción suelo estructura adquiere relevancia significativa debido a la presencia de efectos $P-\Delta$. En edificios con el primer piso suave estos efectos son muy dañinos, producto de la concentración de la deformación de toda la estructura en el primer nivel donde las cargas verticales sobre las columnas son muy altas. Los efectos de suelo-estructura, al introducir cabeceo, hacen más drásticos los efectos $P-\Delta$.

Desde el punto de vista del funcionamiento de la estructura, tanto el piso suave como los efectos de suelo-estructura se reflejan en un cambio de la

rigidez, lo que lleva a pensar que ambos fenómenos podrían tener características similares.

Si se hace una comparación entre los dos efectos, se encontrará lógico considerar la presencia de un piso suave como un estrato de suelo en el cual está desplantada una estructura equivalente a los niveles superiores, en otras palabras, con una base flexible igual al de los efectos de suelo-estructura. Se puede ver que la diferencia principal desde el punto de vista estructural entre ambos efectos es la menor capacidad de deformación que tiene el piso suave antes de colapsar, en comparación a las deformaciones que puede sufrir el suelo sin fallar.

2.4. Elementos estructurales

Para evitar los efectos de piso suave, el sistema estructural deberá tener resistencia y rigidez verticales apropiadas para resistir las cargas gravitacionales dentro de los límites permitidos por normas para las derivas verticales. Dicho sistema estructural deberá ser planteado con la capacidad de proporcionar resistencia y rigidez laterales en todas direcciones para resistir las sollicitaciones de sismos dada la naturaleza de estos

Los elementos estructurales deberán desempeñarse elásticamente cuando estén sujetas a las cargas de diseño. Los elementos de las estructuras, al estar sujetas a estas sollicitaciones, también deberán desempeñarse dentro de los límites de deformación especificados para cada material y sistema constructivo conforme se especifique en las normas AGIES NSE 7.

2.5. Factores de diseño en piso suave

Los factores de amplificación sísmica, o de castigo a elementos estructurales vitales en su funcionamiento sísmico, están clasificados en las Normas de Seguridad Estructural AGIES NSE-10 según la irregularidad y otras características de la estructura a analizar. La norma a su vez especifica la disposición de no irregularidad en estructuras vitales e importantes clasificados en el nivel de protección E.

2.5.1. Factor de sobre resistencia Ω_r

El factor de sobrerresistencia se utilizara para mejorar el comportamiento de los elementos con piso suave, este factor se aplica cuando existe un desfase en la carga vertical y cuando el cambio de rigidez es de 65 por ciento. Se aplicara al valor de la resultante del cortante basal.

2.5.2. Factor de redundancia ρ

El Factor de redundancia ρ , castiga la carencia de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación que se proyecta. Su valor numérico será 1,3.

Así que es vital utilizar este factor para contemplar posibles fallas en elementos vitales en respuesta a un sismo.

2.5.3. Factor de amplificación de desplazamiento C_d

El factor de amplificación de desplazamiento poselástico, C_d , se utilizará para estimar la máxima deriva elástica que puede incurrir una estructura a partir de la máxima deriva admisible por especificación. Su valor numérico para cada sistema estructural se especifica en la tabla 1-1 de AGIES NSE 3.

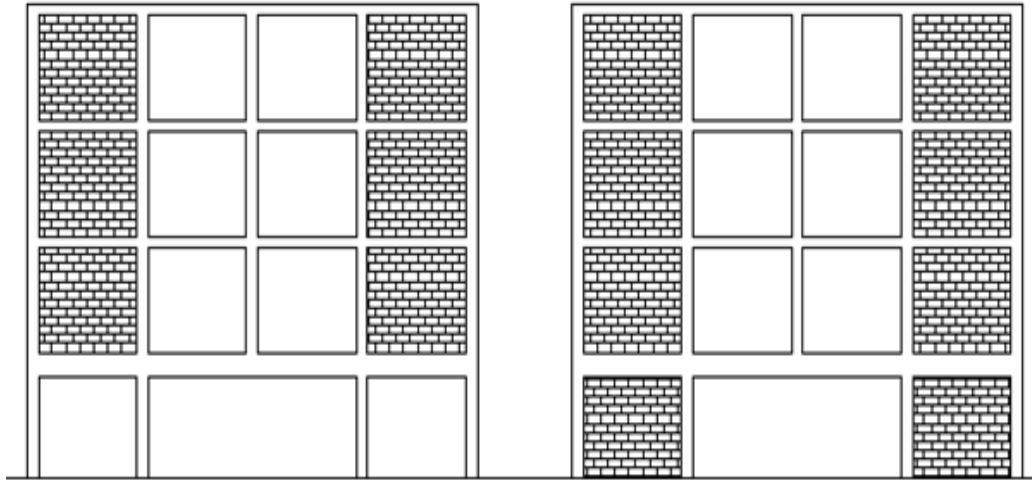
2.6. Soluciones para evitar efectos de piso suave

El efecto del piso suave, ha comenzado a aumentar en muchas estructuras ubicadas en zonas altamente sísmicas, desde el concepto elemental de estructura, se debe evitar el efecto partiendo de la arquitectura; evitando los espacios abiertos en niveles bajos, dando continuidad a los muros verticales en todo el largo de la estructura, y diseñando geometrías simétricas en todos los sentidos.

Para solucionar un problema de piso suave, se parte del concepto del mismo que se traduce en un cambio de rigidez formando una zona suave. Así que una solución práctica es aumentar la rigidez de los elementos del nivel débil, esto se puede lograr con columnas más capacitadas o mejor aún, con muros de corte que equilibren la rigidez de los muros superiores.

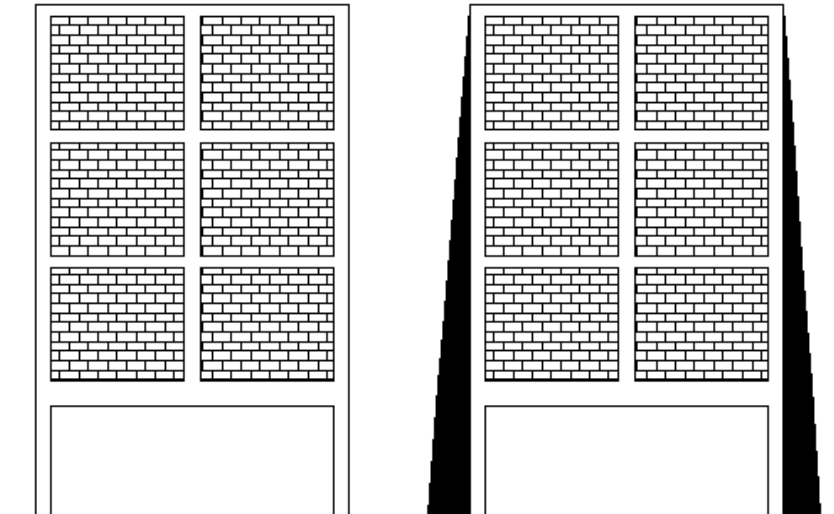
Está claro que estas soluciones requieren de factores de seguridad que se pueden encontrar en los códigos de construcción (AGIES NSE 10), que recomiendan los factores Ω_r y p que castiga a los elementos en zonas donde se produce el efecto de piso suave.

Figura 25. **Continuidad de muros a cortante**



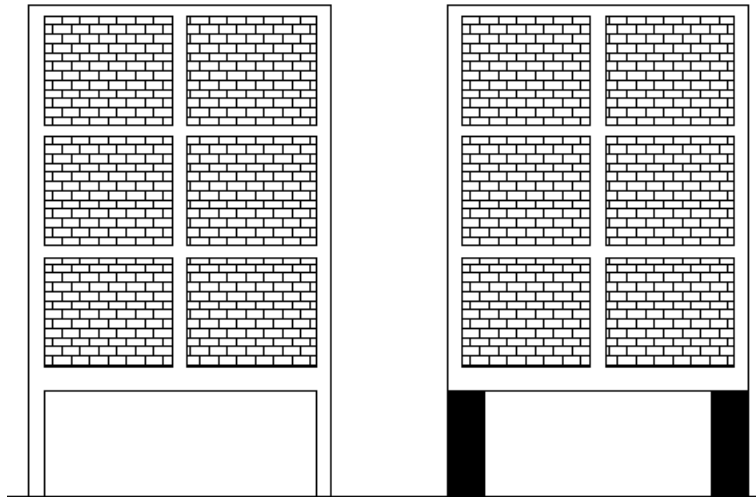
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Figura 26. **Adición de contrafuertes**



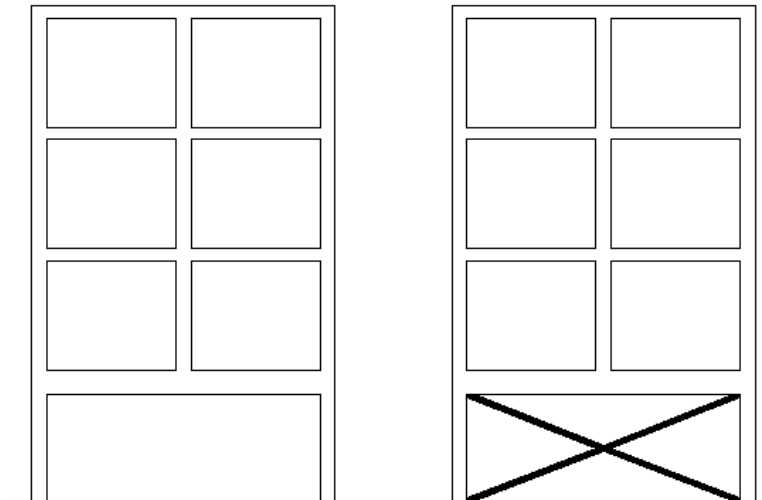
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Figura 27. **Muros de corte con sección transformada**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Figura 28. **Adición de diagonales exteriores**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

2.7. Diferentes colapsos por efecto de piso suave

El cambio de rigidez en edificaciones de marcos, ha causado serios daños a estructuras ante un evento sísmico, a continuación se nombran algunos colapsos por piso suave.

Figura 29. **Colapso parcial en Managua, Nicaragua 2000**



Fuente: Ángel San Bartolomé, el problema de piso suave; Perú: Universidad Católica, 2008

Figura 30. **Colapso total en Popayán, Colombia 1983**



Fuente: Ángel San Bartolomé, el problema de piso suave; Perú: Universidad Católica, 2008

3. EDIFICIO A ANALIZAR

3.1. Consideraciones generales

Se analizarán estructuras de marcos resistentes a momentos sin irregularidades, a continuación se realizarán comparaciones con ejemplos con irregularidades que puedan causar un efecto de piso suave, esto con el fin de poder demostrar que el efecto genera derivas máximas permisibles.

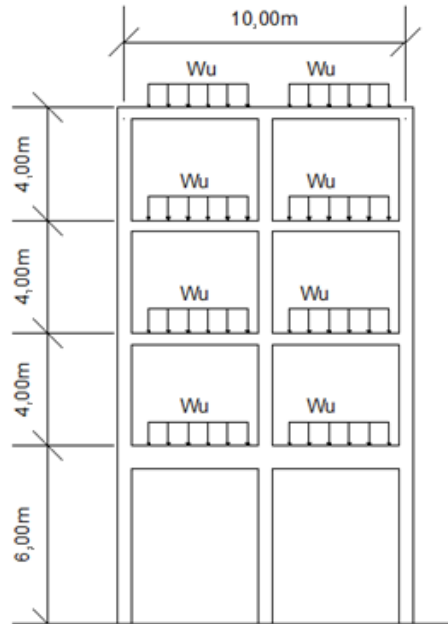
Para los ejemplos se tomaran criterios de las normas guatemaltecas de Seguridad Estructural AGIES NSE-10, que especifican las condiciones para evitar el riesgo de la formación de un mecanismo de piso suave. Se compararán resultados de cuatro estructuraciones posibles para luego concluir con los resultados.

El análisis estructural de los ejemplos se llevarán a cabo utilizando el programa para análisis estructural STAAD PRO V.8.

3.2. Sistema estructural

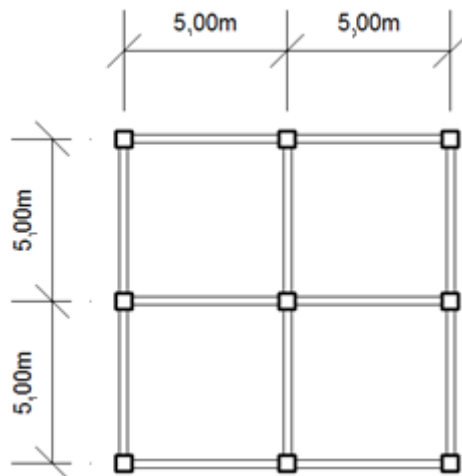
La estructura será de marcos de concreto con 4 niveles, clasificados como sistema de Marcos E-1. Estos, tendrán 10,00 metros de luz en dirección de análisis, 10,00 metros en sentido perpendicular con fines de cálculo de peso, altura de 6,00 metros en el primer nivel, 4,00 metros el resto de niveles.

Figura 31. **Elevación típica**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Figura 32. **Planta típica**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

3.2.1. Predimensionamiento de elementos

Para las dimensiones del ejemplo a realizar, se tomaran dimensiones que se ajusten a los requerimientos necesarios para poder demostrar el tema. Se usarán, columnas de 0,40 x 0,40 metros, vigas de 0,25 x 0,50 metros, losa $t=0,10$ metros y una carga distribuida de $W_u=1\ 500$ kg/m.

3.2.2. Integración de peso

La integración de peso, es el cálculo total del volumen de concreto a utilizar en los diferentes elementos estructurales, este dato se considerara como una carga muerta.

Tabla III. **Cálculo peso de columnas**

COLUMNAS				
NIVEL	DIMENSION (m)	ALTURA (m)	UNIDAD (m)	PESO (KG)
1	0,40X0,40	6,00	9,00	20736,00
2	0,40X0,40	4,00	9,00	13824,00
3	0,40X0,40	4,00	9,00	13824,00
4	0,40X0,40	4,00	9,00	13824,00
				62208,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla IV. **Cálculo peso de vigas**

VIGAS				
NIVEL	DIMENSION (m)	LONGITUD (m)	UNIDAD (m)	PESO (KG)
1	0.25X0.50	5.00	12.00	18000.00
2	0.25X0.50	5.00	12.00	18000.00
3	0.25X0.50	5.00	12.00	18000.00
4	0.25X0.50	5.00	12.00	18000.00
				72000.00

Fuente: elaboración propia.

Tabla V. **Cálculo peso de losas**

LOSA				
NIVEL	ESPESOR (m)	AREA (m2)	UNIDAD	PESO (KG)
1	0,10	100,00	1,00	24000,00
2	0,10	100,00	1,00	24000,00
3	0,10	100,00	1,00	24000,00
4	0,10	100,00	1,00	24000,00
				96000,00

Fuente: elaboración propia.

Tabla VI. **Peso total por nivel**

SUMATORIA		
NIVEL	PESO (kg)	PESO (Ton)
1	62736,00	62,74
2	55824,00	55,82
3	55824,00	55,82
4	55824,00	55,82

Fuente: elaboración propia.

3.3. Cálculo del cortante basal

Se utilizará AGIES NSE-10 para el cálculo del período fundamental de vibración, períodos de transición y calibración de período de diseño y el cortante basal para el diseño sísmico.

3.3.1. Cálculo del período fundamental de vibración

Para el cálculo del período, se tomará la fórmula empírica dada por AGIES NSE 3-10, diseño estructural de edificaciones que a continuación se detalla para el ejemplo a utilizar.

$$T_a = K_T(h_n)^x$$

Tipología de la estructura: marcos resistentes a momentos E-1A

$$K_T = 0,049$$

$$X = 0,75$$

$$h = 17 \text{ metros}$$

$$T_a = 0,049(17)^{0,75}$$

$$T_a = 0,428 \text{ s}$$

$$T = 1,4T_a = 1,40(0,428) = 0,5994 \text{ s}$$

3.3.2. Cálculo de ajuste de intensidad

Para el ajuste de intensidad, se tomarán los datos de AGIES NSE 2-10, condiciones de sitio y niveles de protección, y los datos generales serán para un sismo ordinario y una distancia a la fuente de 15 kilómetros.

$$R = 8$$

$$C_d = 5,5$$

ver tabla II

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v$$

$$S_{cs} = 1,50 * 1,00 * 1,00 = 1,50 \text{ g} \quad S_{1s} = 0,55 * 1,50 * 1,00 = 0,83 \text{ g}$$

3.3.3. Cálculo período de transición

Es el que divide los 2 períodos en la gráfica del espectro de respuesta, entre los períodos cortos, menores a 0,50 segundos y los largos mayores a 0,50 segundos.

$$T_s = S_{1s} / S_{cs}$$

$$T_s = 0,83 / 1,50 = 0,55s$$

3.3.4. Calibración de período de diseño

Depende del factor de reducción sísmica y del período fundamental de vibración, se obtiene utilizando los datos de AGIES NSE 2-10, condiciones de sitio y niveles de protección.

$$S_{cd} = K_d * S_{cs}$$

$$S_{cd} = 0,66 * 1,50$$

$$S_{cd} = 0,99$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s}$$

$$S_{1d} = 0,66 * 0,83$$

$$S_{1d} = 0,5478$$

$$S_a(T) = S_{cd} \quad \text{si} \quad T \leq T_s$$

$$S_a(T) = S_{1d} / T \quad \text{si} \quad T \geq T_s$$

Cumple con esta condicione $0,574 \geq 0,55$

$$S_a(T) = 0,5478 / 0,5994$$

$$S_a(T) = 0,9139$$

3.3.5. Cálculo de coeficiente sísmico C_s

Para el cálculo de coeficiente sísmico, se usará el dato obtenido de período de diseño dividido dentro del factor de reducción sísmica, este dato servirá para obtener el cortante basal.

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} = \frac{0,9139}{8} = 0,11$$

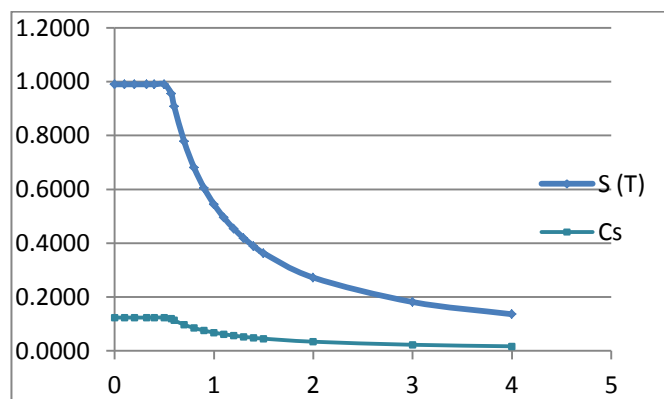
3.3.6. Cortante basal V_b

El cortante basal, es la fuerza de reacción en la base de una estructura ante un evento sísmico, esta fuerza como dato teórico, es directamente proporcional al peso de la estructura.

$$V_b = C_s W_s W_s = \text{Peso total del edificio a analizar}$$

$$V_b = 0,11 * 230,21 \text{Ton} = 25,32 \text{Ton}$$

Figura 33. Gráfica de espectro de diseño



Fuente: elaboración propia.

Tabla VII. **Resumen tabla de espectro de diseño**

CONSTRUCCIÓN DE ESPECTRO DE RESPUESTA		
T (s)	S (T)	Cs
0	0,9900	0,1238
0,10	0,9900	0,1238
0,20	0,9900	0,1238
0,32	0,9900	0,1238
0,40	0,9900	0,1238
0,50	0,9900	0,1238
0,59	0,9229	0,1154
0,60	0,9075	0,1134
0,70	0,7779	0,0972
0,80	0,6806	0,0851
0,90	0,6050	0,0756
1,00	0,5445	0,0681
1,10	0,4950	0,0619
1,20	0,4538	0,0567
1,30	0,4188	0,0524
1,40	0,3889	0,0486
1,50	0,3630	0,0454
2,00	0,2723	0,0340
3,00	0,1815	0,0227
4,00	0,1361	0,0170

Fuente: elaboración propia.

3.4. Distribución de fuerzas sísmicas

Las fuerzas sísmicas, son las fuerzas distribuidas a lo alto de la estructura, y la sumatoria de ellas será igual al cortante basal. Estas fuerzas serán de cortante para cada uno de los niveles.

$$F_i = C_x V_b \quad C_x = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k}$$

$k = 1$, para $T \leq 0,5$ s $k = 0,75 + 0,5 T_s$, para $0,5 < T \leq 2,5$ s

$k = 2$, para $T > 2,5$ s

$T = 1,4 T_a = 1,40 (0,42) = 0,599$ s $k = 0,75 + 0,5(T_s) = 0,75 + 0,5(0,599) = 1,049$

Tabla VIII. **Calculo $W_i h_i^k$**

NIVELES	W(Ton)	h(m)	k	
1	62,74	6	1,049	410,96
2	55,82	10	1,049	624,92
3	55,82	14	1,049	889,42
4	55,82	18	1,049	1157,72
Σ				3083,01

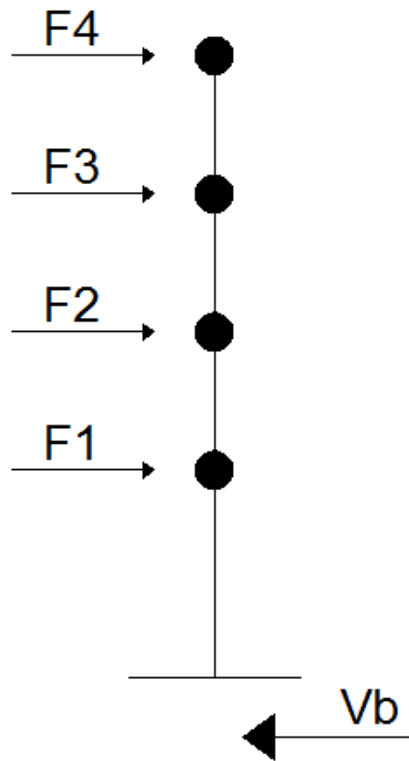
Fuente: elaboración propia.

Tabla IX. **Distribución de fuerzas F_i**

FUERZA (Ton)	
F1	3.65
F2	5.55
F3	7.90
F4	10.29
$\Sigma = V_b$	27.39

Fuente: elaboración propia.

Figura 34. **Distribución de fuerzas de corte**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

3.5. Configuración de la geometría

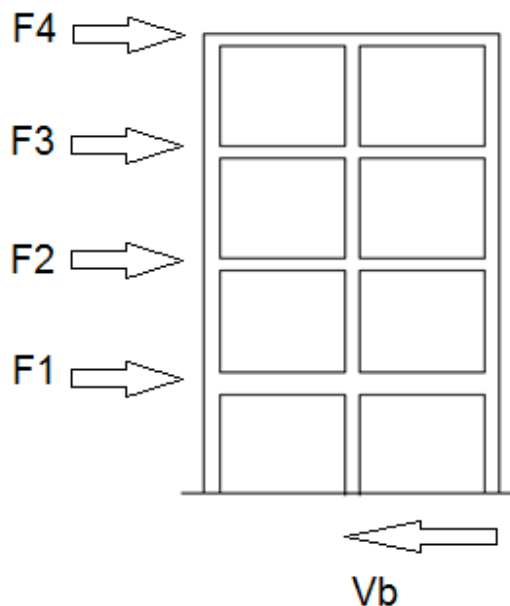
Para fines de práctica, se plantearán los siguientes ejemplos con diferentes irregularidades que se analizarán para obtener datos comparativos de las derivas laterales.

- Edificio de marcos sin irregularidad
- Edificio de marcos con irregularidad en carga vertical
- Edificio de marcos con irregularidad en rigidez
- Edificio de marcos con solución para piso suave

3.5.1. Edificio de marcos sin irregularidad

Para este marco, se analizará su deformación y derivas máximas cumpliendo con las normas AGIES NSE 10, todas las cargas se distribuirán sobre el suelo sin sufrir desfases en su trayectoria, además no tendrá muros de corte ni muros de relleno que causen un cambio de rigidez.

Figura 35. Marco sin irregularidad



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Clasificación de obra ordinaria.

Deriva última $\Delta u = 0,02 h_p$ tabla I

Deriva $\Delta c_p \leq \Delta u / C_d$

$C_d = 5,5$ tabla II

Deriva máxima permitida $\Delta c_p \leq 0,02 / 5,5 = 0,00363$

Tabla X. **Distribución de fuerzas en marcos sin irregularidad**

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS	
FUERZA (Ton)	
F1	3,65
F2	5,55
F3	7,90
F4	10,29
$\Sigma=Vb$	27,39

Fuente: elaboración propia.

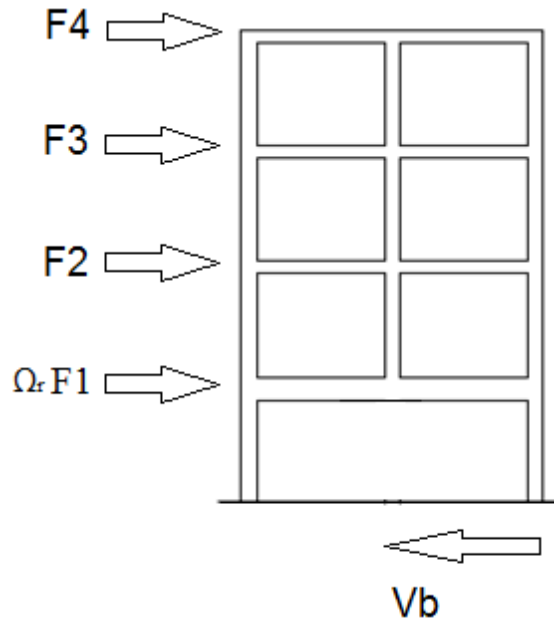
Para este ejemplo de marco sin irregularidad, es de esperar que las deformaciones permitidas no superaran la capacidad de la estructura, por la tanto el mecanismo de piso suave no se formaran debido a la simetría del ejemplo.

3.5.2. Edificio de marcos con irregularidad en carga vertical

En este ejemplo, se asume una geometría regular en planta, pero con una irregularidad vertical que sufre la columna central con un desfase, este cambio, genera un reacomodo de la transmisión de cargas hasta el suelo, causando efectos de deformación en las uniones.

Se sabe que esta clase de irregularidad en el marco, requiere la aplicación del factor de sobrerresistencia Ω_r que deberá resistir tres veces el valor del cortante de diseño.

Figura 36. **Marco con irregularidad en carga vertical**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

$$\Omega_r=3$$

ver tabla II

$$F = \Omega_r \cdot V_1$$

$$V_t = 3,00 \times 3,65$$

$$V_t = 10,95 \text{ Ton}$$

Tabla XI. **Distribución de fuerzas en marco con irregularidad en carga**

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS	
FUERZA (Ton)	
$\Omega \times F1$	10,95
F2	5,55
F3	7,90
F4	10,29

Fuente: elaboración propia.

Y según la definición del factor de redundancia ρ por la existencia de irregularidad se aplicara un valor $\rho=1,3$

Deriva última $\Delta u = 0,02 \text{ hp}$

Deriva $\Delta c_p \leq \Delta u / \rho C_d$

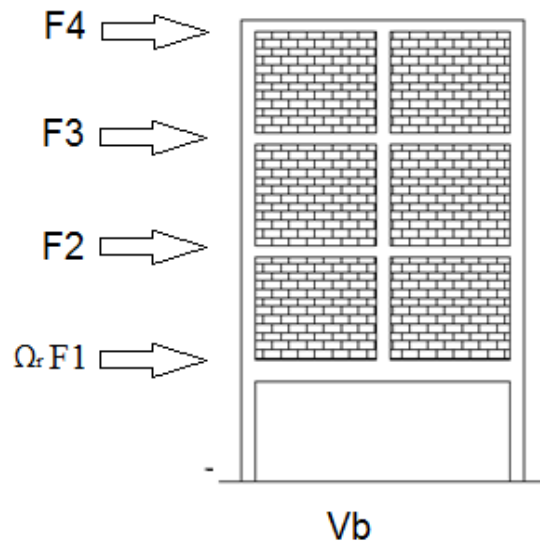
$C_d = 5,5$

$\Delta c_p \leq 0,02 / 1,3 * 5,5 = 0,002$

3.5.3. Edificio de marcos con irregularidad en rigidez

En este caso, se asumirá siempre un sistema estructural de marcos tipo E-1A pero con la diferencia de muros de relleno o tabiques construidos sin juntas sísmicas, estos mismos causaran un cambio de rigidez en el piso inferior. Este sistema también requerirá del factor Ω_r igual que el ejemplo anterior.

Figura 37. Marco con irregularidad en rigidez



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

$\Omega_r=3$ ver tabla II

$$F = \Omega_r \cdot V_1$$

$$V_t = 3,00 \times 3,65$$

$$V_t = 10,95 \text{Ton}$$

Tabla XII. **Distribución de fuerzas en marco con irregularidad de rigidez**

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS	
FUERZA (Ton)	
$\Omega \times F_1$	10,95
F2	5,55
F3	7,90
F4	10,29

Fuente: elaboración propia.

Y según la definición del factor de redundancia ρ por la existencia de irregularidad se aplicara un valor $\rho=1,3$ en la zona de piso suave.

$$\text{Deriva ultima } \Delta u = 0,02 \text{ hp}$$

$$\text{Deriva } \Delta c_p \leq \Delta u / \rho C_d$$

$$C_d = 5,5$$

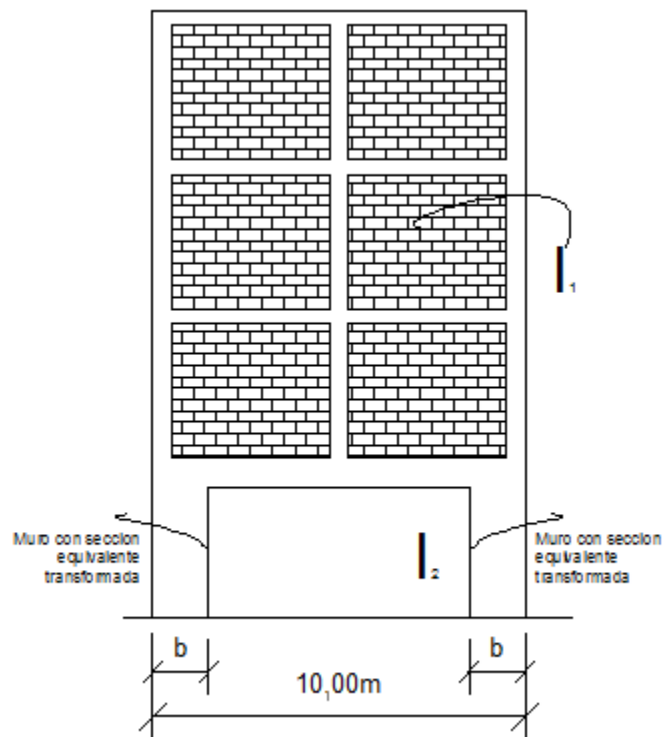
$$\Delta c_p \leq 0,02 \text{ hp} / 1,3 \times 5,5 = 0,002 \text{ aplicado al piso suave}$$

Para este ejemplo, se esperan derivas máximas permitidas superiores a la capacidad del marco, por lo tanto, se generara una rotula que afectara al piso más suave.

3.5.4. Edificio de marcos con solución para piso suave

Para este ejemplo, se utilizan los dos ejemplos anteriores, con irregularidad en carga y rigidez, pero se coloca un muro de corte para aumentar la rigidez del primer nivel, con un espesor equivalente para poder compensar el cambio de rigidez superior. Esta solución no limita la utilización del factor Ω_r por lo tanto se utiliza el mismo valor de $\Omega_r \times F1$.

Figura 38. Marco con solución al efecto de piso suave



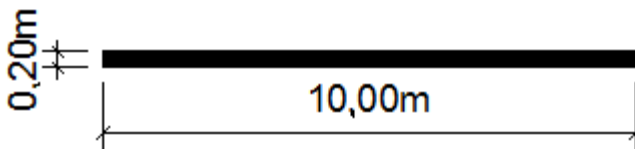
Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Para este ejemplo, se realiza una sección equivalente para compensar el cambio de rigidez utilizando el método de la inercia completa.

3.5.4.1. Método de inercia completa

El método de la inercia completa, servirá para determinar las dimensiones del muro a colocar en el piso inferior, este dato será aproximado y servirá para modelar un elemento de corte usando el programa STAAD para un análisis más exacto.

Figura 39. **Planta para I_1**

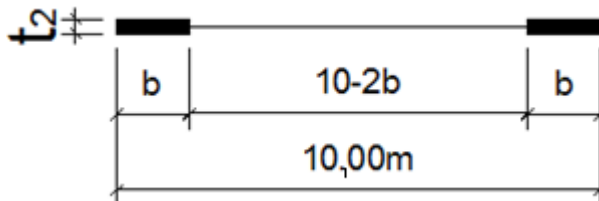


Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

$$I_1 = \frac{1}{12} t_1 (L^3 - a_1^3) I_1 = \frac{1}{12} * 0,20 (10^3 - 0) = 16,66$$

Cálculo de inercia I_2

Figura 40: **Planta para I_2**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

$$I_2 = \frac{1}{12} t_2 (L^3 - (L - 2b)^3)$$

si asumimos $b=1.00\text{m}$

$$I_1 = \frac{1}{12} t_2 (10^3 - (10 - 2 * 1)^3)$$

$$I_2 = \frac{1}{12} t_2 (10^3 - (8)^3) = 40,66 t_2$$

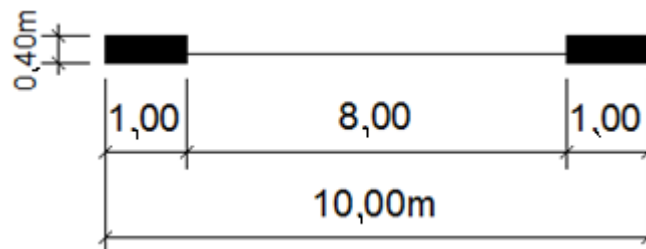
Igualando para obtener t_2

$$I_1 = I_2$$

$$16,66 = 40,66 t_2$$

$$t_2 = 0,40\text{m}$$

Figura 41: **Planta para I_{eq}**



Fuente: elaboración propia, con programa Autocad.

Para el concepto de sistema estructural formado por estos ejemplos, se puede deducir que la irregularidad vertical en las cargas que sufre en la mitad, causara el efecto de piso suave, por lo tanto, se deberá diseñar para que no se formen rótulas en las uniones del piso suave.

Por lo tanto como resultado de la equivalencia se obtiene un t_2 equivalente usando muros de corte con $b=1,00$ metro. Es de mencionar, que el muro de corte equivalente, se deberá diseñar compuesta con columnas en los bordes, para resistir la tensión y compresión.

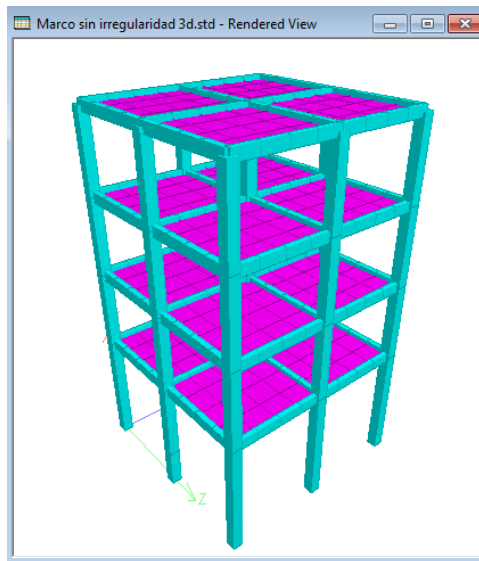
4. ANÁLISIS ESTRUCTURAL UTILIZANDO STAAD-PRO

Para el análisis estructural, se realiza un modelo tridimensional de los ejemplos en el programa STAAD, usando los datos de diseño obtenidos en el capítulo anterior, se precede a realizar el análisis.

4.1. Análisis de marco sin irregularidad

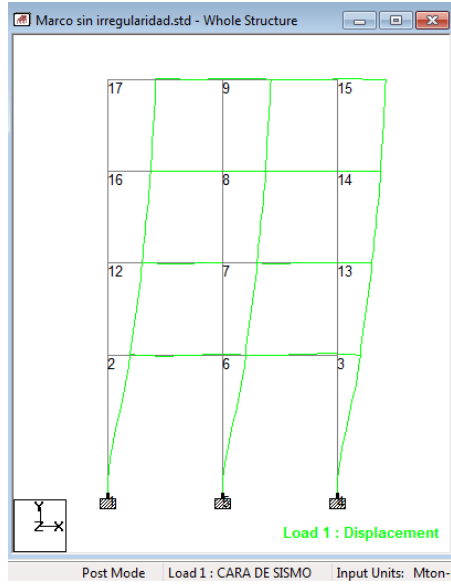
Se modela el marco sin irregularidad, se colocan las fuerzas sísmicas laterales obtenidas del cortante basal, usando el método estático equivalente se procede a realizar el análisis estructural.

Figura 42. **Modelo de marco sin irregularidad**



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 43. Diagrama de desplazamiento



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 44. Resumen de desplazamientos máximos

		Horizontal	Vertical	Horizontal	
Node	L/C	X mm	Y mm	Z mm	
1	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000	
2	1 CARA DE SISMO	13.167	0.145	0.000	
3	1 CARA DE SISMO	13.134	-0.145	0.000	
4	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000	
5	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000	
6	1 CARA DE SISMO	13.158	-0.000	0.000	
7	1 CARA DE SISMO	22.200	-0.000	0.000	
8	1 CARA DE SISMO	29.127	-0.000	0.000	
9	1 CARA DE SISMO	33.451	-0.000	0.000	
12	1 CARA DE SISMO	22.241	0.206	0.000	
13	1 CARA DE SISMO	22.191	-0.206	0.000	
14	1 CARA DE SISMO	29.106	-0.237	0.000	
15	1 CARA DE SISMO	33.429	-0.247	0.000	
16	1 CARA DE SISMO	29.177	0.237	0.000	
17	1 CARA DE SISMO	33.522	0.248	0.000	

Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

4.1.1. Cálculo de derivas máximas entre nodos

El valor de las derivas máximas, servirá para ver las deformaciones de la estructura, además este dato no debe ser mayor a la deriva máxima permitida por el código.

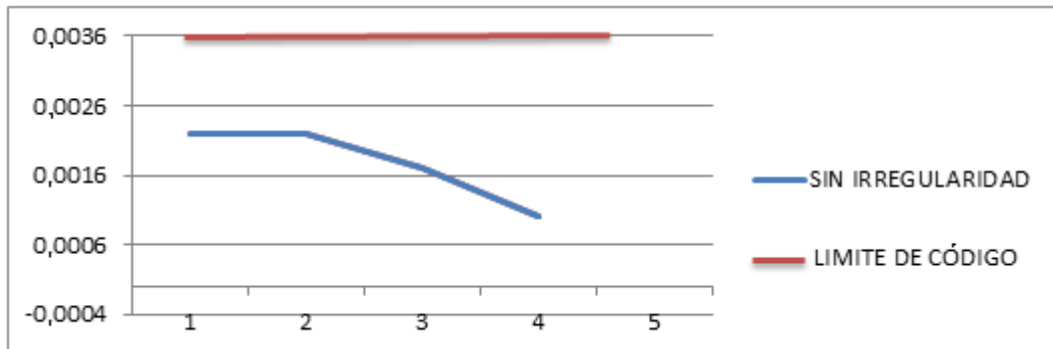
$$\Delta 4 = \frac{\Delta_{15}-\Delta_{14}}{h} = \frac{33,42-29,10}{4000} = 0,0010 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 3 = \frac{\Delta_{14}-\Delta_{13}}{h} = \frac{29,10-22,19}{4000} = 0,0017 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 2 = \frac{\Delta_{13}-\Delta_3}{h} = \frac{22,19-13,13}{4000} = 0,0020 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 1 = \frac{\Delta_3-\Delta_4}{h} = \frac{13,13-0,00}{6000} = 0,0022 < 0,0036 \text{ ok}$$

Figura 45. Gráfica de derivas contra niveles(nivel 1-4)



Fuente: elaboración propia.

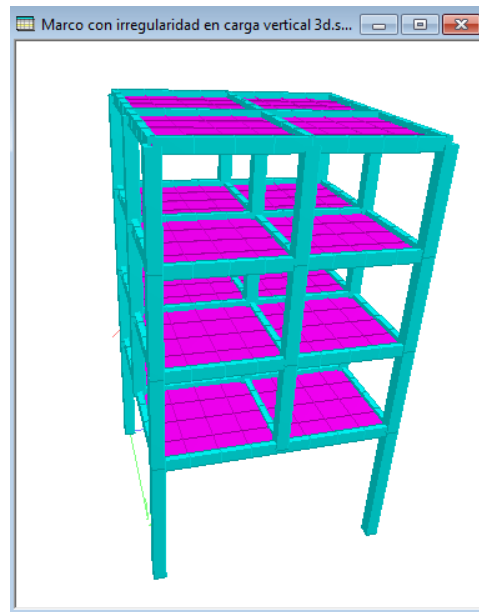
4.1.2. Análisis de resultados

Las derivas máximas generadas en el modelo, están dentro del límite permitido, por lo tanto no será considerada con un efecto de piso suave.

4.2. Análisis de marco con irregularidad en carga vertical

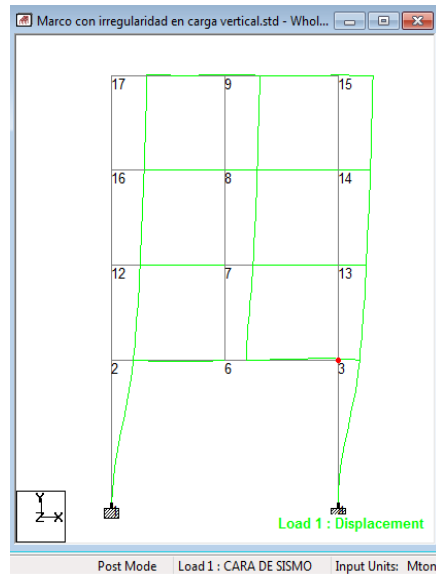
Se modela el marco con irregularidad, se colocan las fuerzas sísmicas laterales obtenidas del cortante basal, usando el método estático equivalente se procede a realizar el análisis estructural.

Figura 46. **Modelo de marco con irregularidad en carga vertical**



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 47. Diagrama de desplazamiento



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 48. Resumen de desplazamientos máximos

Node	L/C	Horizontal		
		X mm	Y mm	Z mm
1	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000
2	1 CARA DE SISMO	47.722	0.252	0.000
3	1 CARA DE SISMO	47.624	-0.252	0.000
4	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000
6	1 CARA DE SISMO	47.757	-0.002	0.000
7	1 CARA DE SISMO	62.087	-0.002	0.000
8	1 CARA DE SISMO	71.531	-0.002	0.000
9	1 CARA DE SISMO	77.107	-0.002	0.000
12	1 CARA DE SISMO	62.163	0.349	0.000
13	1 CARA DE SISMO	62.113	-0.349	0.000
14	1 CARA DE SISMO	71.505	-0.395	0.000
15	1 CARA DE SISMO	77.083	-0.409	0.000
16	1 CARA DE SISMO	71.576	0.395	0.000
17	1 CARA DE SISMO	77.176	0.409	0.000

Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

4.2.1. Cálculo de derivas máximas entre nodos

El valor de las derivas máximas, servirá para ver las deformaciones de la estructura, además este dato no debe ser mayor a la deriva máxima permitida por el código.

$$\Delta 4 = \frac{\Delta 15 - \Delta 14}{h} = \frac{77,08 - 71,50}{4000} = 0,0013 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 3 = \frac{\Delta 14 - \Delta 13}{h} = \frac{71,50 - 62,11}{4000} = 0,0023 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 2 = \frac{\Delta 13 - \Delta 3}{h} = \frac{62,11 - 47,62}{4000} = 0,0036 = 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 1 = \frac{\Delta 3 - \Delta 4}{h} = \frac{47,62 - 0,00}{6000} = 0,0079 > 0,0020 \text{ No ok}$$

Figura 49. Gráfica de derivas contra niveles (nivel 1-4)



Fuente: elaboración propia.

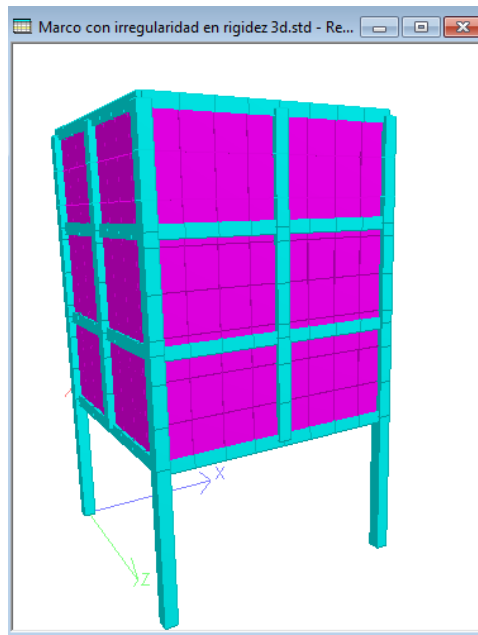
4.2.2. Análisis de resultados

Las derivas máximas generadas en el modelo, superan el límite permitido, por lo tanto, este ejemplo puede generar una rótula en los nudos, produciendo el efecto de piso suave.

4.3. Análisis de marco con irregularidad en rigidez

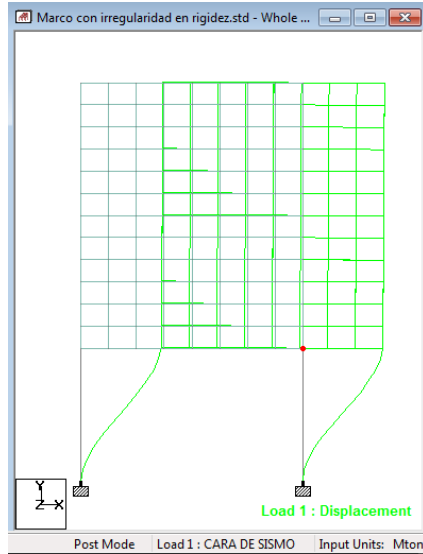
Se modela el marco con irregularidad en rigidez, se colocan las fuerzas sísmicas laterales obtenidas del cortante basal, usando el método estático equivalente se procede a realizar el análisis estructural.

Figura 50. **Modelo de marco con irregularidad en rigidez**



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 51. Diagrama de desplazamiento



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 52. Resumen de desplazamientos máximos

Marco con irregularidad en rigidez.std - Node Di...				
All / Summary				
Node	L/C	Horizontal		
		X mm	Y mm	Z mm
1	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000
2	1 CARA DE SISMO	36.147	0.262	0.000
3	1 CARA DE SISMO	36.097	-0.262	0.000
4	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000
6	1 CARA DE SISMO	36.243	0.008	0.000
7	1 CARA DE SISMO	36.477	0.007	0.000
8	1 CARA DE SISMO	36.726	0.006	0.000
9	1 CARA DE SISMO	36.963	0.005	0.000
12	1 CARA DE SISMO	36.497	0.254	0.000
13	1 CARA DE SISMO	36.481	-0.245	0.000
14	1 CARA DE SISMO	36.723	-0.261	0.000
15	1 CARA DE SISMO	36.956	-0.265	0.000
16	1 CARA DE SISMO	36.745	0.278	0.000
17	1 CARA DE SISMO	37.004	0.289	0.000

Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

4.3.1. Cálculo de derivas máximas entre nodos

El valor de las derivas máximas, servirá para ver las deformaciones de la estructura, además este dato no debe ser mayor a la deriva máxima permitida por el código.

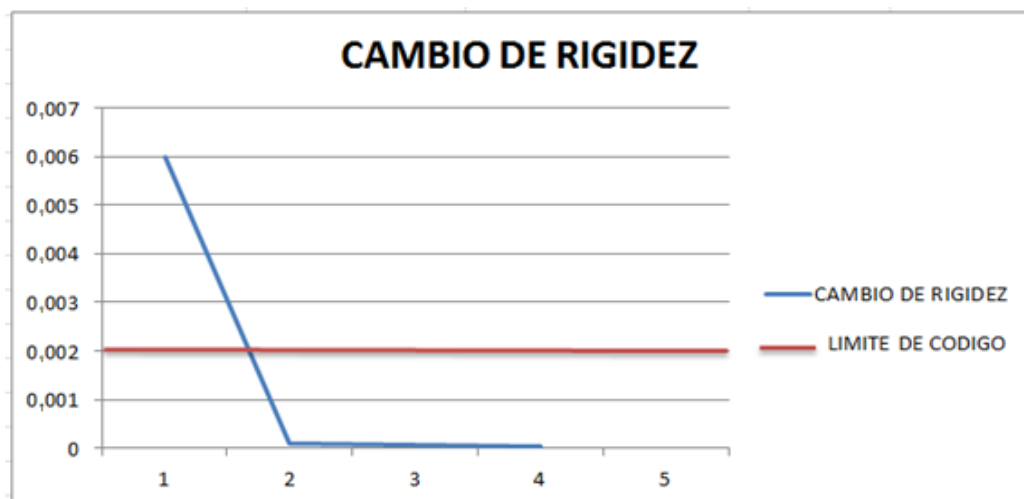
$$\Delta 4 = \frac{\Delta_{15}-\Delta_{14}}{h} = \frac{36,95-36,72}{4000} = 0,00005 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 3 = \frac{\Delta_{14}-\Delta_{13}}{h} = \frac{36,72-36,48}{4000} = 0,00006 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 2 = \frac{\Delta_{13}-\Delta_{3}}{h} = \frac{36,48-36,09}{4000} = 0,00009 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta 1 = \frac{\Delta_{3}-\Delta_{4}}{h} = \frac{36,09-0,00}{6000} = 0,0060 > 0,0020 \text{ No ok}$$

Figura 53. Gráfica de derivas contra niveles (nivel 1-4)



Fuente: elaboración propia.

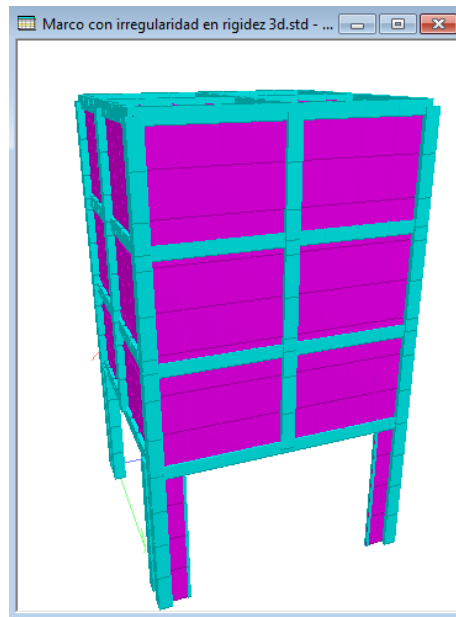
4.3.2 Análisis de resultados

En este ejemplo, las derivas donde la rigidez es simétrica no varían y están dentro del límite; pero el cambio de rigidez que sufre el piso más débil, sufre un aumento de la derivas, por lo tanto esta zona es muy débil debido al cambio abrupto de rigidez.

4.4. Análisis de marco con solución para piso suave

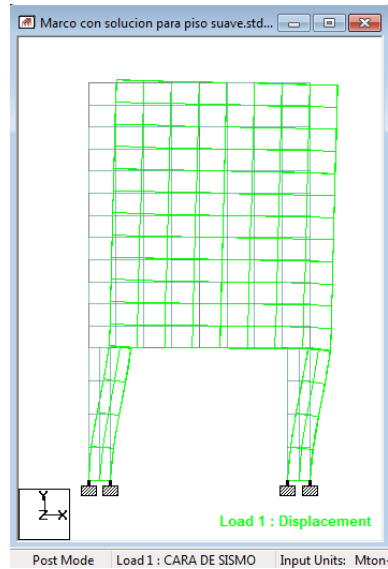
Se modela una combinación de las irregularidades anteriores, se aplican los factores de castigo para el piso más débil, y se evalúan las condiciones de derivas en el nivel bajo.

Figura 54. **Modelo de marco con solución para piso suave**



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 55. Diagrama de desplazamiento



Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

Figura 56. Resumen de desplazamientos máximos

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal
		X mm	Y mm	Z mm
1	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000
2	1 CARA DE SISMO	1.850	0.216	0.000
3	1 CARA DE SISMO	1.808	-0.216	0.000
4	1 CARA DE SISMO	0.000	0.000	0.000
6	1 CARA DE SISMO	1.881	0.005	0.000
7	1 CARA DE SISMO	2.072	0.004	0.000
8	1 CARA DE SISMO	2.288	0.003	0.000
9	1 CARA DE SISMO	2.492	0.003	0.000
12	1 CARA DE SISMO	2.094	0.212	0.000
13	1 CARA DE SISMO	2.077	-0.207	0.000
14	1 CARA DE SISMO	2.286	-0.222	0.000
15	1 CARA DE SISMO	2.485	-0.225	0.000
16	1 CARA DE SISMO	2.307	0.233	0.000
17	1 CARA DE SISMO	2.532	0.245	0.000

Fuente: elaboración propia, con programa Staad.

4.4.1. Cálculo de derivas máximas entre nodos

El valor de las derivas máximas, servirá para ver las deformaciones de la estructura, además este dato no debe ser mayor a la deriva máxima permitida por el código.

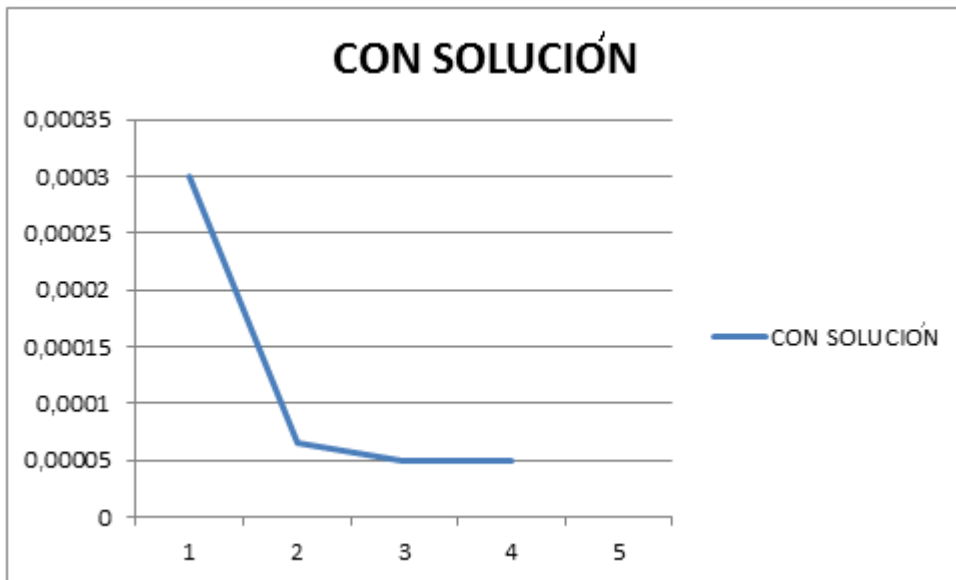
$$\Delta_4 = \frac{\Delta_{15}-\Delta_{14}}{h} = \frac{2,48-2,28}{4000} = 0,00005 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta_3 = \frac{\Delta_{14}-\Delta_{13}}{h} = \frac{2,28-2,07}{4000} = 0,00005 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta_2 = \frac{\Delta_{13}-\Delta_3}{h} = \frac{2,07-1,81}{4000} = 0,000065 < 0,0036 \text{ ok}$$

$$\Delta_1 = \frac{\Delta_3-\Delta_4}{h} = \frac{1,81-0,00}{6000} = 0,0003 > 0,0036 \text{ ok}$$

Figura 57. Gráfica de derivas contra niveles (nivel 1-4)



Fuente: elaboración propia.

4.4.2 Análisis de resultados

Las derivas máximas generadas en el modelo, no superan el límite permitido, por lo tanto, al utilizar muros de corte en el nivel inferior con un espesor equivalente, compensa el cambio de rigidez evitando así el efecto de piso suave.

Tabla XIII. Desglose de derivas

NIVEL	SIN IRREGULARIDAD	CON DESFASE	CON CAMBIO DE RIGIDEZ	CON SOLUCION
4	0,001	0,0013	0,00005	0,00005
3	0,0017	0,0023	0,00006	0,00005
2	0,0020	0,0036	0,00009	0,000065
1	0,0021	0,0079	0,006	0,0003

Fuente: elaboración propia.

CONCLUSIONES

1. El efecto de piso suave ocasiona que se tengan deformaciones muy altas en la zona débil, lo que genera que este piso pueda colapsar ante un sismo.
2. El cambio de rigidez es el principal causante del piso suave.
3. La forma geométrica irregular y desfase en la transición de cargas puede llegar a generar el piso suave.
4. La solución con muros de corte es la más adecuada, debido a la funcionalidad de las estructuras.
5. El factor de Sobrerresistencia Ω_r aumenta el resultado del cortante en el nivel del piso suave, obteniendo elementos con mayor refuerzo a la hora de un diseño, pero el cambio de rigidez debe ser resuelto por un aumento de rigidez en el nivel inferior.
6. El piso suave, será el primero y quizá el único en alcanzar deformaciones inelásticas.
7. En Guatemala es muy común observar edificaciones como residencias, locales comerciales y estaciones de bomberos, con el primer piso para parqueos. Si en el análisis original no se tomaron las consideraciones necesarias, puede llegar a generarse un mecanismo de colapso debido al efecto de piso suave.

RECOMENDACIONES

1. Evitar las formas irregulares en arquitectura. Una estructura simétrica siempre será una estructura compacta y segura.
2. Ubicar juntas sísmicas entre los muros no estructurales y las columnas estructurales para evitar un cambio de rigidez aportado por los muros de mampostería.
3. Evitar la presencia de viga fuerte-columna débil, que al generar un comportamiento frágil aumenta el problema del piso suave.
4. Tomar en cuenta todas las posibles fuentes de rigidez y sobrerresistencia. Es muy importante definir la resistencia y rigidez de la superestructura; principalmente se deberá definir correctamente el módulo de elasticidad E_m de la mampostería.
5. Los factores Ω_r , C_d , y ρ , permiten utilizar elementos con mayor capacidad, pero estos factores generan un aumento en el costo de la edificación, por lo tanto es importante analizar la opción de ubicar más elementos estructurales para evitar el piso suave, sin necesidad del uso de estos factores.
6. Es imprescindible proporcionar mayor resistencia y rigidez para evitar el piso suave. Se puede lograr incrementando el número de elementos a cortante, ya que el resultado de las derivas laterales son el parámetro para resolver el piso suave.

BIBLIOGRAFÍA

1. ARNOLD, Christopher; WHITAKER, Dianne. *Manual de configuración y diseño sísmico de edificios*. México: Ciencia y Técnica, 1991. vol. 2
2. DOWRICK, D. J. *Diseño de estructuras resistentes a sismos para Ingenieros y Arquitectos*. México: Limusa, 1984. 45 p.
3. SAN BARTOLOMÉ, Ángel. *El problema de piso suave*. Perú: Tesis de investigación de concreto armado, Universidad Católica, 2008. 5 p.
4. SCHAICHOFER, Joseph. *Analysis of shear walls: ACI Journal*, Title No. 66-89, 1969. 4 p.
5. RIVERA, G. *Determinación de la rigidez lateral en muros con aberturas. Proyecto Terminal I*, Departamento de Materiales. Mexico, D.F: Universidad Autónoma Metropolitana. 2006. 25 p.
6. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. *Normas de seguridad estructural de edificios y obras de infraestructura para la República de Guatemala*. Guatemala: AGIES, 2010. 50 p.
7. Bentley. Gear Software. STAAD PRO V8i. *Programa de analisis y diseño estructural*. 2008. Yearsoftware.blogspot.com (consulta en línea diciembre de 2012)

APÉNDICE

IRREGULARIDADES EN PLANTA SEGÚN AGIES NSE-3 tabla 1-2

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
H1-A	Giro mayor de diafragma: en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 1.5 veces la deriva en el otro extremo	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
		C, D, E	1.8.3.5 • 1.10.5
		B, C, D, E	1.10.5
H1-B	Giro extremo del diafragma: en la dirección de la carga lateral, la deriva en un extremo es mayor que 2.3 veces la deriva en el otro extremo	E	1.8.3.1 ♦
		D	1.8.3.4 • 1.10.5
		C, D	1.8.3.5 • 1.10.5
		B, C, D	1.10.5
H2	Esquina entrante: al menos una esquina del diafragma está recortada más de 25% en la dirección de análisis	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
H3	Diafragma discontinuo: el diafragma tiene menos del 50% del área del rectángulo que circunscribe al piso o si cambia rigidez en más de 50% de un piso al siguiente	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
H4	Desfase lateral: un muro o marco o columna se interrumpe y se reanuda total o parcialmente hacia un lado	D, E	1.8.3.4 • 1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.3 Ω _r
		B, C, D, E	1.10.5
H5	Sistema no-paralelo: cuando hay uno o más marcos o muros que no son paralelos a los ejes principales de la estructura	D, E	1.10.5
		B, C, D, E	1.8.3.6
		B, C, D, E	4.2.4
1) La tabla no aplica a estructuras sin diafragma o con diafragma sin rigidez ♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado • precaución especial para el NdP indicado Ω _r irregularidad requiere aplicar Ω _r para resolverla			

IRREGULARIDADES EN ELEVACIÓN SEGÚN AGIES NSE-3 tabla 1-3

Tipo de irregularidad	Descripción	Nivel de Protección al que aplica	Sección de referencia
V1 A	Piso suave: rigidez lateral de un piso es menos que 70% de la rigidez del piso de encima; o menos que 80% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – nota 1	D, E	1.10.5
V1 B	Piso suave – caso extremo: rigidez lateral de un piso es menos que 60% de la rigidez del piso de encima; o menos que 70% de la rigidez promedio de los 3 pisos encima – nota 1	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V2	Masa irregular verticalmente: el peso sísmico de un piso es mas del 150% del peso sísmico de cada piso adyacente	D, E	1.10.3 1.10.5
V3	Geometría vertical escalonada: la dimensión horizontal de la mitad o más de los marcos se reduce en más de 75%	D, E	1.10.5
V4	Discontinuidad en plano vertical: uno de los sistemas sismo-resistentes verticales sufre un desfase o reducción en capacidad o rigidez lateral	B, C, D, E	1.8.3.3 Ω_r
		D, E	1.8.3.4 ● 1.10.5
V5-A	Piso débil : la resistencia del piso es 80% o menos que la resistencia del piso superior – nota 2	D	1.10.5
		E	1.8.3.1 ♦
V5-B	Piso débil – caso extremo: la resistencia del piso es 65% o menos que la resistencia del piso superior – nota 2	D, E	1.8.3.1 ♦
		B, C	1.8.3.2 Ω_r 1.10.5
<p>1) para verificar esta condición se puede hacer un análisis estático equivalente de ensayo y comparar las derivas unitarias en los pisos (para este chequeo no importa valor absoluto de las derivas): la rigidez lateral es directamente proporcional a las derivas unitarias elásticas – (derivadas ver Sección 4.3)</p> <p>2) para verificar esta condición en forma preliminar rápida se puede sumar, en la dirección de interés, las secciones de todos los elementos capaces de recolectar carga lateral y comparar los totales en los pisos verificados; en caso necesario se podrá detallar más el chequeo tomando en cuenta los refuerzos de cortante.</p> <p>♦ irregularidad prohibida para el NdP indicado ● precaución especial para el NdP indicado Ω_r irregularidad requiere aplicar Ω_r para resolverla</p>			