



UNIVERSIDAD DE CIENCIAS Y ARTES DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS

“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS EN SUELOS TIPO III ANTE EVENTOS SÍSMICOS DEL MUNICIPIO DE TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS: CASO COLONIA 6 DE JUNIO”

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRO EN CIENCIAS EN
DESARROLLO SUSTENTABLE Y GESTIÓN DE RIESGOS**

PRESENTA

ALAN MAURICIO TORIJA GUTIÉRREZ

COMITÉ TUTORIAL

DIRECTOR

DR. JORGE ANTONIO PAZ TENORIO

CODIRECTOR

MTRO. ROBERTO MORENO CEBALLO

ASESORES

**DR. JANIO ALEJANDRO RUIZ SIBAJA
M.C. JORGE ALFREDO AGUILAR CARBONEY**

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

Enero 2026



UNIVERSIDAD DE CIENCIAS Y ARTES DE CHIAPAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

TESIS

“ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS EN SUELOS TIPO III ANTE EVENTOS SÍSMICOS DEL MUNICIPIO DE TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS: CASO COLONIA 6 DE JUNIO”

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

**MAESTRA EN CIENCIAS EN
DESARROLLO SUSTENTABLE Y GESTIÓN DE RIESGOS**

PRESENTA

ALAN MAURICIO TORIJA GUTIÉRREZ

DIRECTOR

DR. JORGE ANTONIO PAZ TENORIO

CODIRECTOR

MTRO. ROBERTO MORENO CEBALLO

REVISORES EXTERNOS

MTRO. BENITO JAVIER VILLANUEVA DOMÍNGUEZ

DR. ROBERTO HORACIO ALBORES ARZATE

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

Enero 2026



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE CIENCIAS Y ARTES DE CHIAPAS

SECRETARÍA ACADÉMICA

Dirección de Investigación y Posgrado

Tuxtla Gutiérrez, Chiapas a 30 de enero de 2026

Oficio No. SA/DIP/0054/2026

Asunto: Autorización de Impresión de Tesis

C. Alan Mauricio Torija Gutiérrez

CVU: 1316356

Candidato al Grado de Maestro en Ciencias en

Desarrollo Sustentable y Gestión de Riesgos

Facultad de Ingeniería

UNICACH

Presente

Con fundamento en la **opinión favorable** emitida por escrito por la Comisión Revisora que analizó el trabajo terminal presentado por usted, denominado **ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE VIVIENDAS EN SUELOS TIPO III ANTE EVENTOS SÍSMICOS DEL MUNICIPIO DE TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS: CASO COLONIA 6 DE JUNIO** y como Director de tesis el Dr. Jorge Antonio Paz Tenorio (CVU: 341964) quien avala el cumplimiento de los criterios metodológicos y de contenido; esta Dirección a mi cargo **autoriza** la impresión del documento en cita, para la defensa oral del mismo, en el examen que habrá de sustentar para obtener el **Grado de Maestro en Ciencias en Desarrollo Sustentable y Gestión de Riesgos**.

Es imprescindible observar las características normativas que debe guardar el documento, así como entregar en esta Dirección una copia de la *Constancia de Entrega de Documento Recepcional* que expide el Centro Universitario de Información y Documentación (CUID) de esta Casa de estudios, en sustitución al ejemplar empastado.

ATENTAMENTE
"POR LA CULTURA DE MI RAZA"

Dra. Dulce Karol Ramírez López
DIRECTORA



C.c.p. Dr. Segundo Jordán Orantes Alborez, Director de la Facultad de Ingeniería, UNICACH. Para su conocimiento.
Dr. Ángel Estrada Martínez, Coordinador del Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNICACH. Para su conocimiento.
Archivo/minutario.

EPL/DKRL/igp/gtr



2026, Año de Margarita Maza
Año de Jaime Sabines



Ciudad Universitaria, Libramiento Norte
Poniente 1150, Col. Lajas Maciel
C.P. 29039, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México
Tel: (961) 6170440 Ext. 4360
investigacionyposgrado@unicach.mx

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN	1
1 PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA	4
1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.2 JUSTIFICACIÓN	5
2 ANTECEDENTES	6
3 MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL	7
3.1 FACTORES DE REDUCCIÓN PARA EL PELIGRO SÍSMICO.....	7
3.1.1 Clasificación de las estructuras.....	7
3.1.2 Factor de comportamiento sísmico (Q).....	9
3.1.3 Factor de sobrerresistencia (R_o)	12
3.1.4 Factor por redundancia (ρ).....	14
3.1.5 Amortiguamiento estructural (ξ)	15
3.1.6 Regularidad estructural (α)	15
3.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA.....	17
3.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE DESPLANTE	20
3.4 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE TUXTLA GUTIÉRREZ.....	21
3.5 ESPECTRO DE DISEÑO MODIFICADO	23
3.6 PELIGRO SÍSMICO Y VULNERABILIDAD SÍSMICA	24
3.7 RIESGO SÍSMICO.....	24
3.8 RIGIDEZ LATERAL GLOBAL POR ENTREPISO DE LA SUPER ESTRUCTURA	25
3.9 PERIODO FUNDAMENTAL APROXIMADO DE LA ESTRUCTURA	27
3.10 PANDEO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES VERTICALES DE CONCRETO REFORZADO	28
3.10.1 Distorsiones elásticas permisibles por entrepiso para seguridad contra el colapso 31	
3.11 DEFLEXIÓN EN TRABES Y LOSAS DE CONCRETO REFORZADO	32
3.11.1 Condiciones de apoyo.....	33
4 OBJETIVOS E HIPOTESIS	37
4.1 OBJETIVO GENERAL	37
4.2 OBJETIVOS PARTICULARES	37
4.3 HIPÓTESIS.....	38
5 METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS UTILIZADAS	39
5.1 ETAPA DE GABINETE	39

5.2	ETAPA DE CAMPO	39
5.3	ETAPA DE INTEGRACIÓN	40
5.3.1	Método sísmico estático	41
5.3.2	Momento de volteo	47
5.3.3	Resistencias de diseño de elementos estructurales verticales de mampostería confinada	48
5.3.4	Metodología para pre dimensionar y verificar elementos estructurales verticales de concreto reforzado	50
5.3.5	Metodología para pre dimensionar y verificar trabes de concreto reforzado	59
5.3.6	Instrumentos y herramientas	62
6	VIVIENDA DE ESTUDIO ANALIZADA ANTE EVENTOS SÍSMICOS Y CARGAS GRAVITACIONALES	63
7	RESULTADOS OBTENIDOS	71
7.1	ANÁLISIS DE CARGAS DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO	71
7.2	MEMORIA DESCRIPTIVA DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO	72
7.3	EXCENTRICIDADES DE DISEÑO POR ENTREPISO EN CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO	78
7.4	MEMORIA DE CÁLCULO DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO	79
7.4.1	Rigidez lateral global	79
7.4.2	Periodo fundamental por cada dirección de análisis	79
7.4.3	Cálculo de la cortante basal de traslación de la vivienda de estudio, en cada dirección de análisis	80
7.4.4	Fuerzas cortantes de diseño actuante por entrepiso (V_{dixy}) y distorsiones por entrepiso elásticas en cada dirección de análisis de la vivienda de estudio (prodisis)	83
7.4.5	Cálculo de los elementos mecánicos de diseño actuantes en el muro #1 de la vivienda de estudio	84
7.4.6	Resistencias de diseño del muro #1 de la vivienda de estudio	88
7.4.7	Cálculo de los elementos mecánicos de diseño actuantes en el muro #8 de la vivienda de estudio	90
7.4.8	Resistencias de diseño del muro #8 de la vivienda de estudio	93
7.4.9	Cálculo de los elementos mecánicos de diseño actuantes en las trabes presentes a lo largo del eje D de la vivienda de estudio	95
7.4.10	Resistencia a la flexión de la trabe #1	97
7.4.11	Deflexión máxima real y total diferida en el tiempo de la trabe #1	99

7.4.12	Diseño y verificación del sistema de piso presente en la vivienda de estudio	100
7.4.13	Diseño a flexión del tablero 4-6-D-F.....	101
7.4.14	Deflexión máxima real y total diferida en el tiempo del Tablero 4-6-D-F.....	102
8	RECOLECCIÓN ESTADISTICA DE DATOS SOBRE LA PERCEPCION SOCIAL EN LA ZONA DE ESTUDIO.....	104
8.1	CÁLCULO DEL ESPACIO MUESTRAL ABARCADO POR TODAS LAS ENCUESTAS REALIZADAS EN LA COLONIA 6 DE JUNIO.....	104
8.2	FORMATO Y APLICACIÓN DE LA ENCUESTA EN LO COLONIA 6 DE JUNIO.....	107
8.3	PORCENTAJES DE RESULTADOS DE LAS ENCUESTAS APLICADAS EN LO COLONIA 6 DE JUNIO	109
9	DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	113
10	CONCLUSIONES.....	116
11	RECOMENDACIONES.....	117
	ANEXOS.....	118
	ANEXO A. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS	119
	A.1 ANTECEDENTES	120
	A.2 SISMICIDAD DE LA ZONA EN ESTUDIO	120
	A.3 EXPLORACIÓN DEL SUB-SUELO	120
	A.4 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO.....	121
	A.5 ESTRATIGRAFÍA DEL TERRENO	121
	A.6 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA.....	122
	A.7 CONCLUSIONES	123
	A.8 RECOMENDACIONES	123
	A.9 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A LA MUESTRA OBTENIDA DEL SONDEO P.C.A. 01 REALIZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE 02 NIVELES EN LA COL. 6 DE JUNIO, TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS.	126
	A.10 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A LA MUESTRA OBTENIDA DEL SONDEO P.C.A. 02 REALIZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA DE 02 NIVELES EN LA COL. 6 DE JUNIO, TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS.	127
	ANEXO B. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE TRABES, COLUMNAS Y MUROS DE SECCION RECTANGULAR	132
	B.1 TRABES.....	132
	B.2 COLUMNAS	133
	B.3 MUROS.....	134

ANEXO C. DEDUCCIÓN MATEMÁTICA DE LA FORMULA PROPUESTA PARA OBTENER EL VALOR DE α'	135
ANEXO D. TABLA DE COEFICIENTES DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA TABLEROS RECTANGULARES	140
ANEXO E. DEDUCCIÓN DE LA METODOLOGIA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LA DEFLEXIÓN MÁXIMA REAL INMEDIATA DE UNA LOSA DE CONCRETO REFORZADO QUE TRABAJA EN DOS DIRECCIONES	141
ANEXO F. DEDUCCIÓN DE LA METODOLOGIA PROPUESTA PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS RECTANGULARES Y CUADRADAS.....	144
BIBLIOGRAFÍA.....	154

INDICE DE TABLAS

Tabla 1	
CFE 2015. Valores de amortiguamiento estructural.....	15
Tabla 2	
CFE 2015. Valores del factor correctivo por irregularidad.....	17
Tabla 3	
Elaboración propia, 2024. Parámetros requeridos para generar los espectros de diseño transparentes regionales en estructuras de grupo A2 y B1 de acuerdo al Manual de obras civiles de la CFE del año 2015	19
Tabla 4	
NTCDCEC 2023. Inercia agrietada de elementos estructurales para el cálculo de rigidez lateral global ...	26
Tabla 5	
AENOR, 1998. Datos a utilizar para calcular el periodo fundamental aproximado de la estructura	27
Tabla 6	
NTCDCEC 2023. Parámetros válidos para el índice de estabilidad	30
Tabla 7	
Elaboración propia, 2024. Propiedades geométricas de los muros estructurales de la vivienda de estudio	66
Tabla 8	
Elaboración propia, 2024. Valores de S_a y a' , que tiene la estructura, en función del periodo fundamental de cada dirección de análisis, utilizando diferentes tipos de espectros de pseudo aceleraciones.....	80
Tabla 9	
Elaboración propia. Verificación del muro de mampostería confinada con la mayor magnitud de esfuerzo axial actuante.....	82
Tabla 10	
NTCDCEC, 2023. Coeficientes de momentos presentes en el tablero de losa maciza 4-6-D-F de la vivienda de estudio.	101

INDICE DE FIGURAS

figura 1: CFE 2015. Regionalización sísmica de la República Mexicana	18
figura 2: CFE 2015. Caracterización del terreno que se presenta en el manual de la CFE.	20
figura 3: Google 2023. Ubicación geográfica de la zona de estudio	22
Figura 4: Herbert, 1987. Longitud efectiva de pandeo para diferentes condiciones de apoyo	29
figura 5: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado simplemente apoyada en dos muros de mampostería	33
figura 6: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado apoyada en dos columnas sin continuidad en los extremos	34
Figura 7: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado apoyada en dos columnas con continuidad en ambos extremos.....	34
figura 8: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado apoyada en dos columnas con continuidad en un extremo.....	35
Figura 9: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado en cantiléver.	35
figura 10: INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL 2008. Comparativa entre la distribución de fuerzas laterales del método sísmico estático y el primer modo de vibración que rige la respuesta en el método modal espectral.....	41
figura 11: NTCDCEM, 2023. Fórmulas para calcular la resistencia a flexo compresión en el plano del muro.	49
Figura 12: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_x	52
Figura 13: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_y	52
Figura 14: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_x	53
Figura 15: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_y	53
Figura 16: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_x	54
Figura 17: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_y	54
figura 18: AutoCAD, 2023. Vista en planta de la vivienda de estudio.....	63
figura 19: AutoCAD, 2023. Vista en corte de la vivienda de estudio	64
figura 20: AutoCAD, 2023. Ubicación y enumeración de los muros estructurales	64
figura 21: AutoCAD, 2023. Área tributaria actuante en cada muro estructural y ubicación de castillos.	65
Figura 22: vista frontal de la vivienda de estudio, donde se puede observar la fachada.	66
figura 23: diagonal de tensión presente en el muro #1, por fuerza cortante actuante en su plano, donde podemos observar un orificio que atraviesa el espesor del muro.....	67
figura 24: grieta por pandeo-alabeo horizontal en el muro #5, generada por las fuerzas cortantes actuantes en su plano.	67
figura 25: vivienda con fallas ante esfuerzos cortantes, en elementos estructurales verticales y horizontales que se encuentran en el frente de la súper estructura.....	68

Figura 26: vista cercana de los elementos estructurales verticales con grietas, presentes al fondo y de los elementos de confinamiento observables en la intemperie	68
Figura 27: vista cercana del elemento estructural horizontal con grietas presente al frente de la vivienda, donde es altamente visible la deformación que se generó.	69
figura 28: vivienda con fallas ante el pandeo, en elementos estructurales verticales y así mismo podemos observar cómo el desplazamiento lateral relativo está fuera de lo permisible.	69
figura 29: vivienda con fallas ante el momento de volteo, que generó deformaciones en el sistema de piso y un desplazamiento lateral relativo exagerado, en un elemento estructural vertical ubicado paralelamente al centro de rigidez de la planta.	70
figura 30: CFE, 2015. Espectro de diseño transparente regional de la vivienda de estudio, obtenido en el Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS)	75
figura 31: Creación propia, 2023. Espectro de respuesta elástica de la vivienda de estudio, obtenido con los valores de S_a , anteriormente propuestos.....	76
figura 32: UNAM, 2024. Espectro de respuesta elástica de la vivienda de estudio, obtenido con el acelerograma del sismo del día 7 de septiembre del 2017, en el programa Degtra	76
figura 33: CFE, 2015. Espectro de diseño modificado de la vivienda de estudio, obtenido del Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS).	77
Figura 34: Creación propia, 2023. Espectro de diseño inelástico de la vivienda de estudio, obtenido con la fórmula de a' , anteriormente propuesta	77
figura 35: UNAM, 2024. Espectro de diseño inelástico de la vivienda de estudio, obtenido con el acelerograma del sismo del día 7 de septiembre del 2017, en el programa Degtra	78
Figura 36: creación propia, 2024. Diagramas de fuerza cortante de diseño, momento flexionante de diseño y croquis de refuerzo longitudinal de la trabe #1 de la vivienda de estudio.	98
figura 37: NTCDCEC, 2023. Tabla de coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares.	100
Figura 38: porcentaje de resultados en la pregunta 1	109
figura 39: porcentaje de resultados en la pregunta 2	109
figura 40: porcentaje de resultados en la pregunta 3	110
Figura 41: porcentaje de resultados en la pregunta 4.....	110
figura 42: porcentaje de resultados en la pregunta 5	111
figura 43: porcentaje de resultados en la pregunta 6	111
figura 44: porcentaje de resultados en la pregunta 7	112

Índice de ecuaciones/fórmulas

Fórmula 1: Aceleración de diseño modificada.....	23
Fórmula 2: Rigidez lateral global por entrepiso de los elementos barra.....	25
Fórmula 3: Rigidez lateral global por entrepiso de los elementos barra.....	26
Fórmula 4: Periodo fundamental aproximado de la estructura.....	27
Fórmula 5: Rigidez a flexión efectiva de una sección transversal de concreto reforzado ante una curvatura.....	28
Fórmula 6: Carga critica de Euler resistente de una columna.....	29
Fórmula 7: Índice de estabilidad general para columnas.....	30
Fórmula 8: Índice de estabilidad para columnas en estructuras de grupo A2.....	30
Fórmula 9: Índice de estabilidad para columnas en estructuras de grupo B1.....	30
Fórmula 10: Desplazamiento lateral relativo elástico del entrepiso en la columna o muro.....	30
Fórmula 11: Desplazamiento lateral relativo inelástico del entrepiso en la columna o muro.....	30
Fórmula 12: Cuantía de acero balanceada de la sección transversal de la trabe.....	32
Fórmula 13: Inercia efectiva para trabes y losas.....	32
Fórmula 14: Peralte efectivo de la sección transversal.....	32
Fórmula 15: Deflexión real y total diferida en el tiempo 1.....	33
Fórmula 16: Deflexión real y total diferida en el tiempo 2.....	33
Fórmula 17: Deflexión permisible.....	33
Fórmula 18: Deflexión máxima para trabe de concreto reforzada simplemente apoyada en dos muros de mampostería.....	33
Fórmula 19: Deflexión máxima para trabe de concreto reforzada apoyada en dos columnas sin continuidad en los extremos.....	34
Fórmula 20: Deflexión máxima para trabe de concreto reforzada apoyada en dos columnas con continuidad en ambos extremos.....	34
Fórmula 21: Deflexión máxima para trabe de concreto reforzada apoyada en dos columnas con continuidad en un extremo.....	35
Fórmula 22: Deflexión máxima para trabe de concreto reforzada en cantiléver.....	35
Fórmula 23: Fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel.....	42
Fórmula 24: Fuerza cortante de traslación que actúa en cada entrepiso.....	42

Fórmula 25: Cortante basal de traslación.....	42
Fórmula 26: Periodo fundamental de la estructura.....	43
Fórmula 27: Desplazamiento lateral absoluto inelástico del entrepiso.....	43
Fórmula 28: Excentricidad estática del entrepiso.....	45
Fórmula 29: Excentricidad de diseño 1 del entrepiso.....	45
Fórmula 30: Excentricidad de diseño 2 del entrepiso.....	45
Fórmula 31: Momento de torsión actuante en el entrepiso en dirección x.....	45
Fórmula 32: Momento de torsión actuante en el entrepiso en dirección y.....	45
Fórmula 33: Fuerza cortante pura de torsión actuante en el entrepiso en dirección x.....	46
Fórmula 34: Fuerza cortante pura de torsión actuante en el entrepiso en dirección y.....	46
Fórmula 35: Fuerza cortante de traslación con efectos de torsión actuante en el entrepiso en dirección x.....	46
Fórmula 36: Fuerza cortante de traslación con efectos de torsión actuante en el entrepiso en dirección y.....	46
Fórmula 37: Fuerzas cortantes de diseño actuante en cada entrepiso por cada dirección de análisis.....	46
Fórmula 38: Fuerza cortante sísmica actuante en cada uno de los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en cada dirección de análisis.....	46
Fórmula 39: Momento flexionante sísmico actuante en el extremo inferior de cada uno de los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en cada dirección de análisis.....	47
Fórmula 40: Momento flexionante sísmico actuante en el extremo superior de cada uno de los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en cada dirección de análisis.....	47
Fórmula 41: Momento de volteo actuante en el entrepiso en cada dirección de análisis.....	47
Fórmula 42: Fuerza axial actuante en los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en cada dirección de análisis por efectos sísmicos.....	47
Fórmula 43: Resistencia a la compresión axial de los muros estructurales a base de mampostería confinada.....	48
Fórmula 44: Resistencia del muro a la fuerza cortante actuante en el plano.....	49
Fórmula 45: Fuerza cortante de servicio actuante en la dirección de análisis de la columna o muro (elemento estructural central-central).....	52
Fórmula 46: Momento gravitacional actuante en la dirección de análisis del extremo inferior de la columna o muro (elemento estructural central-central)	52

Fórmula 47: Momento gravitacional actuante en la dirección de análisis del extremo superior de la columna o muro (elemento estructural central-central)	52
Fórmula 48: Fuerza cortante de servicio actuante en la dirección de análisis de la columna o muro (elemento estructural esquina-central).....	53
Fórmula 49: Momento gravitacional actuante en la dirección de análisis del extremo inferior de la columna o muro (elemento estructural esquina-central)	53
Fórmula 50: Momento gravitacional actuante en la dirección de análisis del extremo superior de la columna o muro (elemento estructural esquina-central)	53
Fórmula 51: Fuerza cortante de servicio actuante en la dirección de análisis de la columna o muro (elemento estructural esquina-esquina)	54
Fórmula 52: Momento gravitacional actuante en la dirección de análisis del extremo inferior de la columna o muro (elemento estructural esquina-esquina)	54
Fórmula 53: Momento gravitacional actuante en la dirección de análisis del extremo superior de la columna o muro (elemento estructural esquina-esquina)	54
Fórmula 54: Fuerza cortante por sismo actuante en dirección en x de la columna o muro.....	55
Fórmula 55: Fuerza cortante por sismo actuante en dirección en y de la columna o muro.....	55
Fórmula 56: Momento por sismo actuante en dirección en x del extremo inferior de la columna o muro.....	55
Fórmula 57: Momento por sismo actuante en dirección en x del extremo superior de la columna o muro.....	55
Fórmula 58: Momento por sismo actuante en dirección en y del extremo inferior de la columna o muro.....	55
Fórmula 59: Momento por sismo actuante en dirección en y del extremo superior de la columna o muro.....	55
Fórmula 60: Carga axial por sismo actuante en dirección en x de la columna o muro.....	55
Fórmula 61: Carga axial por sismo actuante en dirección en y de la columna o muro.....	55
Fórmula 62: Carga axial de diseño actuante en la columna o muro.....	55
Fórmula 63: Momento de diseño actuante en dirección x de la columna o muro.....	55
Fórmula 64: Momento de diseño actuante en dirección y de la columna o muro.....	55
Fórmula 65: Fuerza cortante de diseño actuante en dirección x de la columna o muro.....	55
Fórmula 66: Fuerza cortante de diseño actuante en dirección y de la columna o muro.....	55
Fórmula 67: Área bruta de la sección transversal del elemento estructural vertical.....	56
Fórmula 68: Excentricidad resultante e_{xy}	56

Fórmula 69: Carga axial resistente de diseño aplicada con las excentricidades e_x , e_y	57
Fórmula 70: Carga axial resistente de diseño del elemento estructural vertical sin aplicar excentricidades.....	57
Fórmula 71: Factor reductor por excentricidades caso 1.....	57
Fórmula 72: Factor reductor por excentricidades caso 2.....	57
Fórmula 73: Factor reductor por excentricidades caso 3.....	57
Fórmula 74: Factor reductor por excentricidades caso 4.....	57
Fórmula 75: Factor reductor por excentricidades caso 1'.....	57
Fórmula 76: Factor reductor por excentricidades caso 2'.....	57
Fórmula 77: Factor reductor por excentricidades caso 3'.....	57
Fórmula 78: Factor reductor por excentricidades caso 4'.....	57
Fórmula 79: Dimensión h_{xy}	58
Fórmula 80: Fuerza cortante por gravedad actuante en la trabe.....	60
Fórmula 81: Momento gravitacional actuante en los extremos de la trabe.....	60
Fórmula 82: Momento gravitacional actuante en el centro de la trabe.....	60
Fórmula 83: Momento por sismo actuante en los extremos de la trabe.....	60
Fórmula 84: Momento por sismo actuante en el centro de la trabe.....	60
Fórmula 85: Fuerza cortante por sismo actuante en la trabe.....	60
Fórmula 86: Momento de diseño actuante en los extremos de la trabe.....	61
Fórmula 87: Momento de diseño actuante en el centro de la trabe.....	61
Fórmula 88: Fuerza cortante de diseño actuante en la trabe.....	61
Fórmula 89: Momento resistente de la sección transversal.....	61
Fórmula 90: Factor reductor de resistencia a la flexión de la sección transversal.....	61

INTRODUCCIÓN

Chiapas presenta una alta peligrosidad sísmica debido a la concurrencia de tres placas tectónicas, la de Cocos, la del Caribe y la norteamericana, estas dos últimas inciden de manera tal que generan la mayor parte de los sismos regionales y nacionales (CFE, 2015; Moreno, et al., 2020). Cabe aclarar que variables externas a las placas tectónicas como vulcanismo, explosiones artificiales y socavones, pueden generar movimientos sísmicos de baja intensidad y con poca frecuencia, los cuales no tomaremos en cuenta en esta investigación.

Por ende, es menester que la infraestructura privada y pública considere en el diseño, los sismos como las principales cargas accidentales actuantes; distintos reglamentos de construcción especifican los métodos de diseño a utilizar, tales como los Métodos Modal Espectral y Sísmico Estático (Gómez, 2007).

Sin embargo, en muchas ocasiones se recurre a la autoconstrucción, que en su mayoría está sujeta al conocimiento empírico mas no especializado del personal que ejecuta la obra y por lo tanto desconocen del comportamiento que puede ocurrir en los elementos estructurales por solicitaciones de carga sísmica que varía en función de las características suelo en el cual se construye y el sistema estructural de la construcción en cuestión. Ante esta situación, es importante cumplir con los requerimientos de construcción establecidos en las normativas y así mitigar el riesgo por acciones sísmicas (Encino & Torija, 2022).

Para evitar pérdidas tanto materiales y humanas, es necesario formar ciudadanos y profesionales de la construcción conscientes de que no se debe pasar por alto, bajo ninguna circunstancia, la metodología que prioriza la vida humana ante cualquier riesgo de falla dúctil que pueda ocurrir en su vivienda, pero como todo proceso de análisis, esto es un trabajo iterativo donde se deben verificar si las secciones de los elementos estructurales son adecuadas ante los desplazamientos que puedan ocurrir en la vivienda por los eventos sísmicos (Encino & Torija, 2022).

Para disminuir la cantidad de iteraciones a realizar y llegar a un punto donde las resistencias y desplazamientos de los elementos estructurales coincidan en ser óptimos y seguros, se debe realizar un pre dimensionamiento en el cual se considere de manera imprescindible las solicitaciones de carga tanto gravitacionales como sísmicas (Díaz, 1987).

Como primer paso es necesario conocer los materiales y el sistema estructural con el que se va construir, el peso de diseño que tendrá, la ubicación, tipo de suelo del terreno de desplante y los factores de reducción para el peligro sísmico al que estará expuesta la superestructura en cuestión, para así generar sus espectros de diseño inelástico y finalizar con el análisis estructural de la vivienda utilizando una propuesta metodológica de creación propia que se deriva del método sísmico estático, estipulado en el manual de obras civiles de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 2015), para la verificación de los elementos mecánicos actuantes en los elementos estructurales verticales (columnas y muros) y horizontales (trabes) de la vivienda.

La existencia de peligros como sismicidad, derrumbes e inundaciones que ocurren en Tuxtla Gutiérrez, sumado a las distintas vulnerabilidades (de la población y su patrimonio) y su cantidad de entrepisos, debe considerarse para el diseño de viviendas y otras edificaciones o sistemas colectivos para así incidir en la gestión del riesgo (Paz, 2017). Las viviendas presentes en la colonia 6 de junio (ubicada en la ladera sur de la ciudad), constan de un terreno de desplante arcilloso plástico con baja capacidad de carga, gran profundidad de excavación para obtener el estrato equivalente y baja velocidad de onda de corte de la roca (CFE, 2015), estas condiciones lo hacen un excelente caso de estudio de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, la cual está presente de acuerdo al manual de obras civiles de la CFE del año 2015, en zona sísmica C de intensidades sísmicas altas.

1 PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Una gran cantidad de profesionales de la construcción y en el cálculo estructural, por lo general solo consideran las acciones de carga gravitacional aumentadas por un factor de carga que han obtenido por su experiencia, dejando en segundo término, e incluso, omitiendo la carga sísmica desde un inicio en el proceso de pre dimensionamiento (Bazán & Meli, 2004), pero esto genera una gran cantidad de iteraciones en los modelos matemáticos tridimensionales en la obtención de secciones transversales de los elementos estructurales. Por ende, para evitar este proceso cíclico de iteraciones, se usará una metodología de creación propia que se deriva del Método Sísmico Estático, estipulado en el manual de obras civiles de la CFE (2015), y así desde un principio utilizar las secciones transversales óptimas y correctas, garantizando la sismo Resistencia de viviendas de tipo popular, interés social y residenciales, además de edificios públicos que se pretendan establecer en esta zona de estudio de la ciudad.

1.2 JUSTIFICACIÓN

La construcción de viviendas sismo resistentes evitan la existencia de inestabilidad, agrietamientos y deformaciones fuera de lo permisible en elementos estructurales de concreto reforzado y mampostería confinada (Díaz,1987), que pueden ocasionar los eventos sísmicos a los que la estructura está expuesta por su periodo de vibración fundamental, principalmente considerando las características del suelo tipo III (arcilla de alta plasticidad) en la zona de estudio (colonia 6 de junio) de la ciudad, en donde la respuesta ante un evento sísmico resulta muy distinta en comparación con otras zonas de la misma capital. Por eso mismo el pre dimensionamiento óptimo en los elementos mecánicos es altamente importante en el proceso de análisis estructural.

De igual manera, la confluencia de diferentes amenazas como la sismicidad, derrumbes e inundaciones en la colonia 6 de junio requieren ser abordadas desde diferentes dimensiones, observando lineamientos internacionales tales como la prioridad 1 del Marco Sendai, que procura la comprensión del riesgo del desastre a nivel local y global para así procurar y elaborar una gestión de manera integral y pertinente (UNDRR, 2015).

2 ANTECEDENTES

En el año 2009 la editorial CINTER de divulgación científica, publico el libro *“Números gordos en el proyecto de estructuras: edición ampliada y corregida”*, donde se presenta un conjunto de fórmulas, utilizando como base la teoría de los esfuerzos permisibles ante solicitaciones de cargas permanentes, variables y de manera muy superficial las cargas accidentales, para así obtener las posibles secciones transversales necesarias en los elementos estructurales presentes en las súper estructuras, para los materiales de construcción como el concreto reforzado, concreto preesforzado, acero estructural y madera.

En el Código de construcción ACI 318-14, del año 2014, se establece una fórmula para pre dimensionar columnas de concreto reforzado, donde se utiliza la carga axial resistente sin aplicar excentricidades, como variable principal para obtener la sección transversal y área de acero que aproximadamente son necesarias en el elemento estructural vertical a analizar.

En el año 2023 la Gaceta Oficial de la Federación actualiza en la *“Normas Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México”*, un conjunto de fórmulas para obtener el peralte total mínimo de las trabes en función de su longitud y sistema de apoyo, así mismo en dicha edición se verifican los respectivos limites geométricos para los elementos estructurales verticales y horizontales, en función de su ductilidad.

3 MARCO TEÓRICO CONCEPTUAL

3.1 FACTORES DE REDUCCIÓN PARA EL PELIGRO SÍSMICO

Los factores de reducción para el peligro sísmico sirven para generar los espectros de diseño modificado de la superestructura que se desea analizar (en este caso viviendas), dichos factores se consiguen en función de qué tan resistente y segura es la estructura ante ciertos parámetros que son altamente observables con las vistas en planta y corte. Estos factores son: la clasificación estructural, la ductilidad, la sobrerresistencia, la redundancia, el amortiguamiento y la regularidad de la estructura (CFE, 2015).

3.1.1 Clasificación de las estructuras

Para fines de diseño sísmico el manual de obras civiles de la CFE del año 2015, clasifica las construcciones en los grupos y subgrupos que se indican a continuación:

GRUPO “A”. Edificaciones cuya falla estructural podría tener consecuencias particularmente graves (colapsos y pérdidas humanas). Por lo tanto, este grupo se subdivide en dos:

Subgrupo A1: Edificaciones que reúnan al menos una de las características siguientes:

a) Edificaciones que es necesario mantener en operación aún después de un sismo de magnitud importante, como: hospitales, aeropuertos, terminales y estaciones de transporte, instalaciones militares, centros de operación de servicios de emergencia, subestaciones eléctricas y nucleares, estructuras para la transmisión y distribución de electricidad, centrales telefónicas y repetidoras, estaciones de radio y televisión, antenas

de transmisión y, en su caso, los inmuebles que las soportan o contienen, estaciones de bomberos, sistemas de almacenamiento, bombeo, distribución y abastecimiento de agua potable, estructuras que alojen equipo cuyo funcionamiento sea esencial para la población, tanques de agua, puentes vehiculares y pasarelas peatonales.

b) Edificaciones cuya falla puede implicar un severo peligro para la población, por contener cantidades importantes de sustancias tóxicas o explosivas, como: gasolineras, depósitos o instalaciones de sustancias inflamables o tóxicas y estructuras que contengan explosivos o sustancias inflamables.

Subgrupo A2: Edificaciones cuya falla podría causar:

a) Un número elevado de pérdidas de vidas humanas, como: estadios, salas de reuniones, templos y auditorios que puedan albergar más de 700 personas; edificios que tengan áreas de reunión que puedan albergar más de 700 personas.

b) Una afectación a la población particularmente vulnerable, como: escuelas de educación preescolar, primaria y secundaria.

c) La pérdida de material de gran valor histórico, legal o cultural: museos, monumentos y estructuras que contengan archivos históricos.

GRUPO “B”. Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A, las que se subdividen en:

Subgrupo B1: Pertenece a este subgrupo las edificaciones que reúnen las siguientes características:

a) Edificaciones de más de 30 m de altura o con más de 6,000 m² de área total construida, ubicadas en suelos tipo I y II y construcciones de más de 15 m de altura o más de 3,000 m² de área total construida, en suelo tipo III; en ambos casos las áreas se refieren a un solo cuerpo de edificio que cuente con medios propios de desalojo: acceso y escaleras; incluyendo las áreas de anexos, como pueden ser los propios cuerpos de escaleras. El área de un cuerpo que no cuente con medios propios de desalojo se adicionará a la de aquel otro a través del cual se desaloje.

b) Las estructuras anexas a los hospitales, aeropuertos o terminales de transporte, como estacionamientos, restaurantes, etc., que sean independientes y no esenciales para el funcionamiento de estos. Las viviendas presentes en la colonia 6 de junio se encuentran en el subgrupo B1.

Subgrupo B2: Todas las estructuras que no se encuentran en los sub grupos A1, A2 y B1.

3.1.2 Factor de comportamiento sísmico (Q)

El factor de comportamiento sísmico o también conocido como ductilidad (Q) se emplea para tomar en cuenta la influencia del comportamiento no lineal del sistema en la estimación de su demanda sísmica, y con ello, en su desempeño esperado y nivel de confiabilidad (CFE, 2015). Para estructuras tipo 1 (Edificios), el manual de obras civiles de la CFE (2015), recomienda la adopción de los siguientes factores de comportamiento sísmico:

$Q = 4$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

1. La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contra venteados de acero, concreto reforzado o compuestos de los dos materiales. También cuando se suministra por marcos contra venteados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales. En este caso, los marcos de cada entrepiso son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos, cuando menos 25% de la fuerza sísmica actuante.
2. Si hay muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia ligados a la estructura, se deben considerar en el análisis pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales solo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y, además, si los marcos, sean o no contra venteados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80% de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.
3. El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35% del promedio de este cociente para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso tomando en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, particularmente los muros de mampostería divisorios, de fachada o de colindancia. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
4. Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que se fijan para marcos y muros dúctiles en las recomendaciones y normas de diseño estructural vigentes. Lo anterior también implica que se debe cumplir con los requisitos de detallado para las conexiones de este tipo de elementos estructurales.

5. Los marcos rígidos de acero o compuestos de acero y concreto satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que se fijan en las normas de diseño estructural vigentes para estructuras metálicas o están provistos de contra venteo excéntrico o con contra venteo concéntrico dúctil de acuerdo con estas normas.

$Q = 3$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

Se satisfacen las condiciones 2 y 4 ó 5 y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3 especificadas para el caso $Q = 4$, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de estos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las normas de diseño estructural vigentes. Los marcos rígidos de acero o compuestos de acero y concreto satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contra venteo concéntrico dúctil, de acuerdo con las normas de diseño estructural vigentes.

$Q = 2$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

La resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contra venteo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo que se

especifica para los casos $Q = 4$ y $Q = 3$ o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las normas de diseño estructural vigentes. También se usará $Q = 2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o preesforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las normas de diseño estructural vigentes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las normas de diseño estructural vigentes para estructuras de madera, o de algunas estructuras de acero que se indican en las normas de diseño estructural vigentes.

3.1.3 Factor de sobrerresistencia (R_o)

La sobrerresistencia estructural es la resistencia real de una estructura por encima de la resistencia teóricamente calculada en su diseño (CFE, 2015), este valor puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean sus propiedades en cada dirección (CFE, 2015). Para estructuras tipo Edificios, el manual de obras civiles de la CFE (2015), recomienda la adopción de los siguientes valores de sobre resistencia (R_o):

$R_o = 2$ para los siguientes sistemas estructurales:

Marcos de concreto reforzado, de acero estructural o compuestos de los dos materiales diseñados con $Q = 3$ ó $Q = 2$; columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos o estructuraciones hechas con elementos de concreto prefabricado o preesforzado; por marcos contra vientos o con muros de concreto reforzado o de placa

de acero o compuestos diseñados con $Q = 2, 3$ y 4 ; por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior o por marcos y armaduras de madera.

$R_o = 2.5$ para los siguientes sistemas estructurales:

Marcos dúctiles de concreto reforzado, de acero estructural o compuestos de los dos materiales diseñados con $Q = 4$, por sistemas de muros de concreto o compuestos de acero y concreto diseñados con $Q = 3$, o por marcos con muros de concreto reforzado o compuestos de acero y concreto diseñados con $Q = 3$, o muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dadas, columnas o trabes de concreto reforzado que satisfacen los requisitos de las normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican de acuerdo a las normas de diseño estructural vigentes .

$R_o = 3$ para los siguientes sistemas estructurales:

Marcos dúctiles de acero estructural diseñados con $Q = 3$ o 4 , por sistemas de muros de placas de acero concreto diseñados con $Q = 3$, estructuraciones mixtas dúctiles diseñadas con $Q = 4$, como marcos contra vientos o con muros de placa de acero.

3.1.4 Factor por redundancia (ρ)

La redundancia estructural es una propiedad de una estructura que permite que la carga de un elemento fallado sea redistribuida y absorbida por otros elementos, evitando así el colapso total de la edificación. De acuerdo al manual de Obras civiles de la CFE (2015), para cada dirección ortogonal de análisis, la hiperestaticidad de la estructuración empleada, se tomará en cuenta mediante el factor por redundancia, ρ , de la siguiente manera:

$\rho = 0.8$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis, cuando se disponga de marcos de una sola crujía o estructuraciones equivalentes (un solo muro por línea de defensa paralela, etc.).

$\rho = 1.0$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos dos marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos dos crujías o estructuraciones equivalentes.

$\rho = 1.25$ cuando se cumplan los siguientes requisitos:

En estructuras con al menos tres marcos o líneas de defensa paralelas en la dirección de análisis y que cada marco o línea de defensa disponga de al menos tres crujías o estructuraciones equivalentes.

3.1.5 Amortiguamiento estructural (ξ)

Valores de amortiguamiento estructural (ξ) (ver tabla 1)

Tabla 1

CFE 2015. Valores de amortiguamiento estructural.

SISTEMA ESTRUCTURAL	ξ (%)
Estructuras de concreto reforzado	5
Marcos rígidos con columnas compuestas, o bien, marcos compuestos arriostrados por contravientos, placas o muros	5
Muros de concreto o de madera contrachapada, o de madera de duela	5
Muros de carga de mampostería confinada de bloques macizos de concreto	7
Muros de carga de mampostería confinada de bloques huecos de concreto	6
Muros de carga de mampostería que no cumplan las especificaciones para mampostería confinada ni para mampostería reforzada interiormente	6

3.1.6 Regularidad estructural (α)

El manual de Obras Civiles de la CFE (2015) establece las siguientes condiciones de regularidad.

3.1.6.1 Estructuras regulares ($\alpha=1$)

Para que una estructura pueda considerarse regular ($\alpha=1$) debe satisfacer las siguientes condiciones:

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.
3. La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.

4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.
5. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente, lo que deberá justificarse con resultados de análisis de modelos simplificados del sistema de piso a utilizar.
6. No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.
8. Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición.

11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

3.1.6.2 Estructuras irregulares ($\alpha=0.9$, $\alpha=0.8$, $\alpha=0.7$)

Tabla 2
CFE 2015. Valores del factor correctivo por irregularidad.

Factor correctivo por irregularidad, α	
FACTOR CORRECTIVO α	TIPO DE IRREGULARIDAD
$\alpha = 0.9$	Cuando no se cumpla una condición de regularidad enumeradas del 1 al 9
$\alpha = 0.8$	Cuando no se cumpla dos o más condiciones de regularidad, o no se cumpla con la condición 10 o 11 de regularidad
$\alpha = 0.7$	Estructuras fuertemente irregulares

3.2 ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REPUBLICA MEXICANA

En la República Mexicana, se emplean los espectros de diseño transparentes regionales, descritos en el programa de diseño sísmico (PRODISIS) del Manual de Obras Civiles de la CFE (2015), donde este organismo, ha elaborado un mapa de las regiones sísmicas presentes a lo largo del país (imagen 1) de la siguiente manera, A y B que son regiones de baja y moderada intensidad sísmica, C y D son de intensidad sísmica alta y muy alta respectivamente (CFE, 2015), además los espectros de diseño transparentes estipulados en el Manual de Diseño de Obras Civiles, carecen de factores de reducción ajenos al peligro sísmico. Es por esto que habrá que tomar en cuenta el tipo de estructura (edificios, puentes, presas, etc.), la importancia de la estructura (calificada en el Manual de obras civiles como: A2 y B1) y para los estados límite de servicio y de falla, se establecen las reducciones por ductilidad (Q), redundancia estructural (ρ) y sobre resistencia (R_o), para

que de esta manera se generen los espectros de diseño modificado; en estos espectros, las pseudo aceleraciones, son las que se utilizan en los métodos sísmico estático y modal espectral (CFE, 2015).

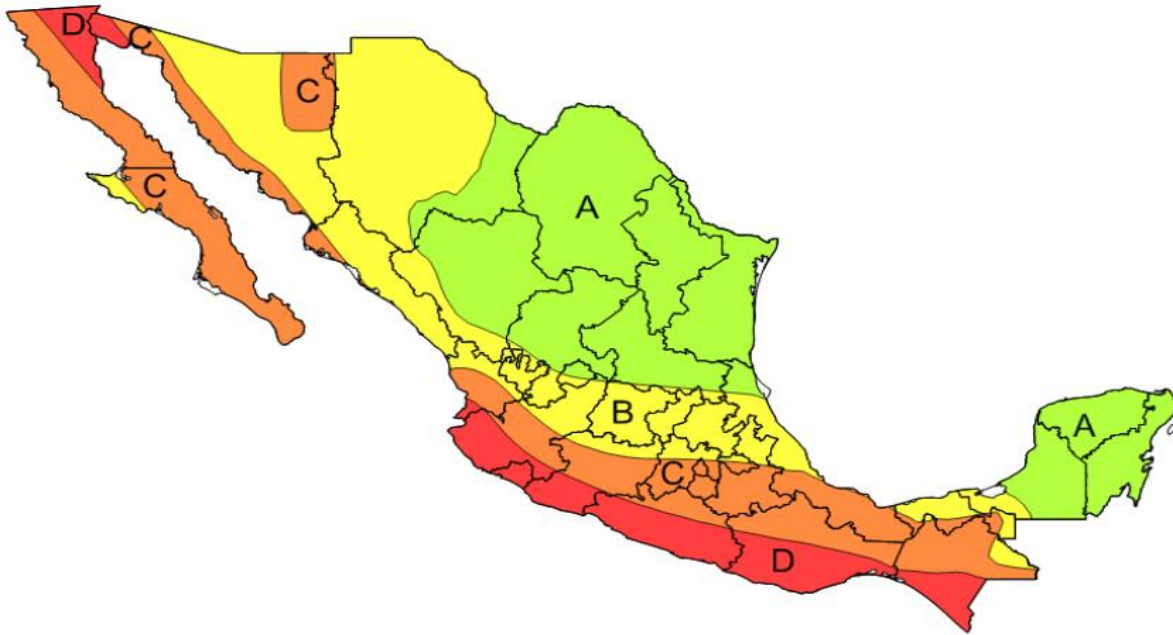


figura 1: CFE 2015. Regionalización sísmica de la República Mexicana

En muchas situaciones prácticas en el cálculo estructural, la ausencia del manual de Manual de Obras Civiles de la CFE (2015) y del programa de diseño sísmico (PRODISIS), es muy evidente, por esa razón en este trabajo se propone una tabla de elaboración propia (tabla 3) (utilizando el formato establecido en el manual de Obras Civiles de la CFE del año 2008), en la que se recopilan los parámetros requeridos para generar los espectros de diseño transparentes regionales en función de la clasificación estructural del edificio, zona sísmica y caracterización geotécnica del suelo de desplante que se establecen en el Manual de Obras civiles de la CFE (2015).

Tabla 3

Elaboración propia, 2024. Parámetros requeridos para generar los espectros de diseño transparentes regionales en estructuras de grupo A2 y B1 de acuerdo al Manual de obras civiles de la CFE del año 2015

ESPECTRO DE DISEÑO TRANSPARENTE REGIONAL (CFE 2015) ESTRUCTURAS DE GRUPO A2						
ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	Sa inicial	Sa max	Ta (seg)	Tb (seg)	r
A	I	0.076	0.183	0.100	0.600	0.500
	II	0.198	0.752	0.200	1.400	0.667
	III	0.228	0.960	0.300	2.000	1.000
B	I	0.152	0.453	0.100	0.600	0.500
	II	0.366	1.318	0.200	1.400	0.667
	III	0.412	1.607	0.300	2.000	1.000
C	I	0.306	0.975	0.100	0.600	0.500
	II	0.637	2.168	0.200	1.400	0.667
	III	0.698	2.518	0.200	2.000	1.000
D	I	0.750	1.874	0.100	0.600	0.500
	II	1.055	3.060	0.100	1.400	0.667
	III	1.150	3.450	0.100	2.000	1.000

ESPECTRO DE DISEÑO TRANSPARENTE REGIONAL (CFE 2015) ESTRUCTURAS DE GRUPO B1						
ZONA SÍSMICA	TIPO DE SUELO	Sa inicial	Sa max	Ta (seg)	Tb (seg)	r
A	I	0.051	0.123	0.100	0.600	0.500
	II	0.133	0.504	0.200	1.400	0.667
	III	0.153	0.643	0.300	2.000	1.000
B	I	0.102	0.304	0.100	0.600	0.500
	II	0.245	0.883	0.200	1.400	0.667
	III	0.276	1.072	0.300	2.000	1.000
C	I	0.205	0.653	0.100	0.600	0.500
	II	0.427	1.453	0.200	1.400	0.667
	III	0.468	1.687	0.200	2.000	1.000
D	I	0.503	1.256	0.100	0.600	0.500
	II	0.707	2.050	0.100	1.400	0.667
	III	0.770	2.312	0.100	2.000	1.000

$$\text{si } T < T_a \quad S_a = (S_{a \text{ inicial}}) + ((S_{a \text{ max}} - S_{a \text{ inicial}}) \left(\frac{T}{T_a} \right))$$

$$\text{si } T_a \leq T \leq T_b \text{ ó se desconoce } T \quad S_a = S_{a \text{ max}}$$

$$\text{Si } T > T_b \quad S_a = \left(\frac{T_b}{T} \right)^r (S_{a \text{ max}})$$

3.3 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL TERRENO DE DESPLANTE

Continuando con lo establecido en el manual de obras civiles de la CFE (2015), este proceso se realiza al localizar el punto formado por los parámetros H_s (estrato equivalente) y v_s (la velocidad de onda de corte) en la carta de microzonificación sísmica (imagen 2). Según esta carta, el terreno de desplante se clasifica en:

TIPO I Terreno firme o rocoso en que no se presentan amplificaciones dinámicas:
Depósito de suelo con $V_s \geq 720$ m/s o $H_s \leq 2$ m.

TIPO II Terreno formado por suelos en que se presentan amplificaciones dinámicas intermedias: Depósito de suelo con $360 \leq V_s < 720$ m/s y $H_s > 2$ m, o $H_s > 30$ m y $V_s < 720$ m/s.

TIPO III Terreno formado por suelos en que se presentan grandes amplificaciones dinámicas: Depósito de suelo con $V_s < 360$ m/s y $2 < H_s \leq 30$ m.

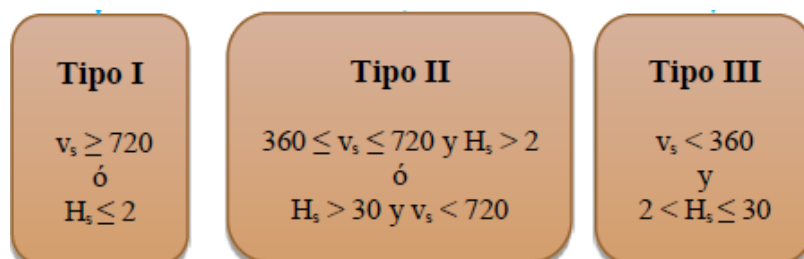


figura 2: CFE 2015.Caracterización del terreno que se presenta en el manual de la CFE.

3.4 ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DE LA CIUDAD DE TUXTLA GUTIÉRREZ

En el Artículo 355, Capítulo 1 del Reglamento de Construcción de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez del año 2017, se definen las siguientes zonificaciones geotécnicas, en función de los parámetros que se muestran a continuación:

Suelo tipo I $(8.75 \text{ Ton/m}^2 < q_{adm} < 11.25 \text{ Ton/m}^2)$

Estrato firme compuesto por rocas calizas, localizándose a profundidades no mayores de un metro dentro del Municipio, este tipo de suelo comprende a las áreas urbanas localizadas en la parte Norte y Sur de la ciudad al pie de la montaña.

Suelo tipo II $(6.25 \text{ Ton/m}^2 < q_{adm} < 8.75 \text{ Ton/m}^2)$

Son depósitos de suelos constituidos por estratos de limos y arcillas de consistencia firme, comprende el área urbana localizada en el centro de la ciudad: Desde la 13ª. Oriente hasta la 17ª. Poniente y de la 5ª. Norte hasta la 18ª. Sur. Excepto en zonas donde atraviesa el Río Sabinal.

Suelo tipo III $(3.75 \text{ Ton/m}^2 < q_{adm} < 6.25 \text{ Ton/m}^2)$

Depósito de suelos arcillosos muy plásticos, el espesor de los estratos varía de 0.0 a 7.0 metros de profundidad; comprende el área urbana por donde atraviesa el Río Sabinal y las siguientes colonias: Terán, Los Laureles, Las Arboledas, Moctezuma, Bienestar social, El Brasilito, El Retiro y Las palmas.

La vivienda que se utilizó como caso de estudio se ubican en la colonia 6 de junio al sureste de la ciudad (imagen 3), con coordenadas (16.73, -93.067), en zona sísmica C (CFE, 2015), suelos arcillosos plásticos con una $q_{adm} = 5 \text{ ton/m}^2$, clasificada como suelo tipo III (Ayuntamiento constitucional de Tuxtla Gutiérrez, 2017) y muy alta susceptibilidad a procesos gravitacionales (Paz, 2017).

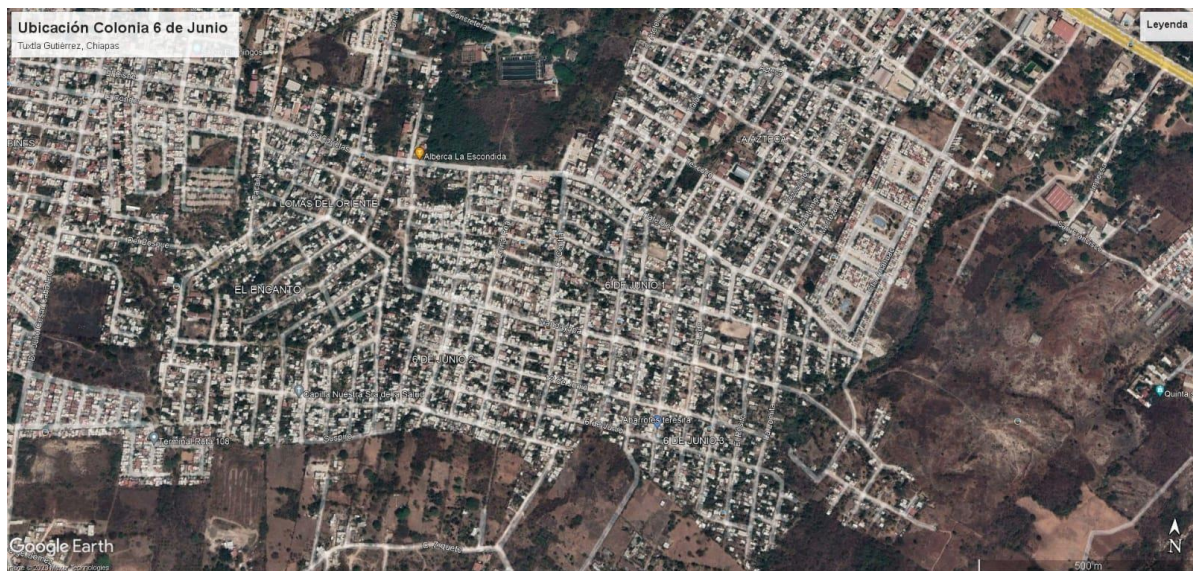


figura 3: Google 2023. Ubicación geográfica de la zona de estudio

3.5 ESPECTRO DE DISEÑO MODIFICADO

Cuando ya se cuenta con el espectro de diseño transparente regional (obtenido con la tabla 3) y los factores de reducción para el peligro sísmico en cada dirección ortogonal de análisis de la súper estructura en cuestión (CFE, 2015), se procede a generar los espectro de diseño modificado para cada dirección de análisis, afectando las pseudo aceleraciones espectrales transparentes regionales con los factores de reducción para el peligro sísmico utilizando la siguiente formula (1) de creación propia, siempre y cuando sean superestructuras a base de concreto reforzado y/o mampostería confinada:

$$a' \approx \frac{(S_a) * \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.5}}{(\alpha) * \left(1 + \left(0.4055 * Q * \frac{T}{T_b}\right)\right) * \left(R_o + \left(0.05 * \frac{\sqrt{T}}{\sqrt{T_a}}\right)\right) * (\rho)} \quad (1)$$

Dónde:

a' es la aceleración de diseño modificado

ξ es el amortiguamiento estructural.

Q es el factor de comportamiento sísmico de la estructura mejor conocido como ductilidad.

α es el factor de regularidad de la estructura.

R_o es la sobrerresistencia de la estructura.

ρ es la redundancia de la estructura.

S_a es la pseudo aceleración espectral transparente regional.

Nota: la a' resultante con la formula (1) ya ha sido afectada por el factor de amplificación por comportamiento degradante del terreno de desplante (A_{cd}), estipulado en el manual de obras civiles de la CFE (2015).

3.6 PELIGRO SÍSMICO Y VULNERABILIDAD SÍSMICA

El peligro sísmico de una región se denomina a la probabilidad de que se produzcan en ella movimientos sísmicos de una cierta importancia en un plazo determinado (Bazán & Meli, 2004).

La vulnerabilidad sísmica de una edificación es una magnitud que permite cuantificar el tipo de daño estructural, el modo de fallo y la capacidad resistente de una estructura bajo unas condiciones probables de sismo (Gómez, 2007).

3.7 RIESGO SÍSMICO

Se llama riesgo sísmico a una medida que combina el peligro sísmico, con la vulnerabilidad y la posibilidad de que se produzcan en ella daños por movimientos sísmicos en un período determinado (Bazán & Meli, 2004).

3.8 RIGIDEZ LATERAL GLOBAL POR ENTREPISO DE LA SUPER ESTRUCTURA

Para calcular la rigidez lateral global por entrepiso de los elementos barras (trabes y columnas) presentes en la super estructura, se va utilizar la metodología establecida por el ingeniero Arturo E. Schultz en el año de 1992, que se muestra en la formula (2):

$$K_{lateral\ global\ por\ entrepiso\ de\ los\ elementos\ barras} = \left(\frac{24 * E}{(h_i)^2} \right) * \left(\frac{1}{\left(\frac{2}{\sum k_c} \right) + \left(\frac{1}{\sum k_{vi-1}} \right) + \left(\frac{1}{\sum k_{vi}} \right)} \right) \quad (2)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del material de los elementos barras (trabes y columnas).

h_i = altura del entrepiso a analizar.

k_{vi} = rigidez relativa de las trabes presentes en el entrepiso a analizar.

k_{vi-1} = rigidez relativa de las trabes presentes en el entrepiso inferior al entrepiso a analizar, en el primer entrepiso siempre se considera que $\frac{1}{\sum k_{vi-1}} = 0$

k_c = rigidez relativa de las columnas presentes en el entrepiso a analizar

$$\text{Rigidez relativa} = \frac{I_{agrietada}}{\text{longitud del elemento barra}}$$

$I_{agrietada}$ = momento de inercia agrietada respecto a la dirección de análisis de la sección transversal del elemento barra

Tabla 4

NTCDCEC 2023. Inercia agrietada de elementos estructurales para el cálculo de rigidez lateral global

ELEMENTO ESTRUCTURAL	INERCIA AGRIETADA
Columna de concreto reforzado	$0.60 * I_g$
Muro de concreto reforzado	$0.55 * I_g$
Muro de mampostería	$0.50 * I_g$
Trabe de concreto reforzado	$0.34 * I_g$

I_g = momento de inercia gruesa respecto a la dirección de análisis de la sección transversal del elemento estructural

Para calcular la rigidez lateral global por entrepiso de los elementos placa (muros) presentes en la super estructura, se va utilizar la formula (3) establecida en libro de Análisis Sísmico Moderno Con Ética Aplicada (Gómez Chávez, 2007):

$$K_{lateral \text{ global por entrepiso de los elementos placa}} = \sum \left(\frac{E * I_{agrietada}}{0.333(h_i)^3 + 0.25(h_i * L^2)} \right) \quad (3)$$

Donde:

E = Módulo de elasticidad del material de los elementos placa (muros)

$I_{agrietada}$ = momento de inercia efectivo respecto a la dirección de análisis de la sección transversal del elemento placa

$$I_g \text{ del elemento placa} = \frac{t * L^3}{12}$$

t= espesor del elemento placa (muro)

h_i = altura del entrepiso

L= longitud del elemento placa (muro)

3.9 PERIODO FUNDAMENTAL APROXIMADO DE LA ESTRUCTURA

El Eurocódigo 8 de estructuras sismo resistentes del año 1998, establece una metodología empírica, que se puede aplicar siempre y cuando la estructura a analizar esta clasificada como edificio y con base a la fórmula (4) que se muestra a continuación, se obtiene para obtener un valor aproximado del periodo fundamental de la estructura.

$$T = (\text{coeficiente}) * (H)^n \quad (4)$$

T= PERIODO FUNDAMENTAL APROXIMADO DE LA ESTRUCTURA

H= ALTURA TOTAL DE LA EDIFICACIÓN EN METROS

Tabla 5

AENOR, 1998. Datos a utilizar para calcular el periodo fundamental aproximado de la estructura

SISTEMA ESTRUCTURAL	Coeficiente	n
Marcos rígidos de concreto reforzado sin contraventeos	0.07	0.85
Marcos rígidos de acero estructural sin contraventeos	0.085	0.80
Marcos rígidos de concreto reforzado con contraventeos	0.06	0.75
Marcos rígidos de acero estructural con contraventeos	0.08	0.75

3.10 PANDEO EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES VERTICALES DE CONCRETO REFORZADO

El pandeo (*buckling* en el idioma inglés), es la teoría de falla que sucede cuando un elemento estructural (por lo general vertical) está sujeta a inestabilidad debido a que la carga axial actuante es superior a la carga crítica de Euler resistente del elemento, dicha carga crítica de Euler está en función de la geometría, la longitud y el módulo de elasticidad del material del elemento estructural (Díaz, 1987). Ahora, ante lo mencionado entre más esbelta es la sección transversal del elemento, está más propensa a sufrir pandeo, lo que hoy llamamos efectos de P-Δ (NTCDCEC, 2023). Siendo los efectos de P-Δ unos de los principales participantes en los riesgos que tienen las estructuras ante cualquier sollicitación de carga accidental (viento, sismos, empujes hidrostáticos y de tierra). Por lo cual se debe buscar siempre que el elemento estructural soporte la combinación de esfuerzos actuantes, que las deformaciones generadas por dichos esfuerzos se encuentren dentro de los intervalos permisibles y las dimensiones de la sección transversal cumplan con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México del año 2023. El conjunto de fórmulas (5), (6), (7), (8), (9), (10), (11) que se muestran a continuación, están estipuladas en la norma técnica complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto del año 2023.

EI_{EFECTIVA} = RIGIDEZ A FLEXIÓN EFECTIVA DE UNA SECCIÓN TRANSVERSAL DE CONCRETO REFORZADO ANTE UNA CURVATURA.

$$EI_{\text{efectiva}} = \frac{(E_c) * (I_g) * 0.4}{1 + u} \quad (5)$$

I_g = INERCIA GRUESA RESPECTO AL EJE MAS DESFAVORABLE DE LA SECCION TRANSVERSAL DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL VERTICAL

E_c = MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO = $(14000) * (\sqrt{f'c})$; si $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$

E_c = MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO = $(8000) * (\sqrt{f'c})$; si $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'c < 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Si se consideran solicitaciones de cargas sísmicas, $u = \frac{v_{gxy}}{v_{uxy}}; u \leq 1$

Si no se consideran solicitaciones de cargas sísmicas, $u = \frac{P_g}{P_u}; u \leq 1$

$$P_{CR} = \text{carga crítica de Euler resistente de la columna} = \frac{(\pi^2) * (EI_{\text{efectiva}})}{((K) * (h_i))^2} \quad (6)$$

h_i = altura más desfavorable de la columna

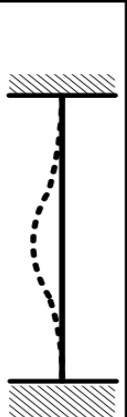
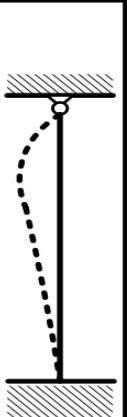
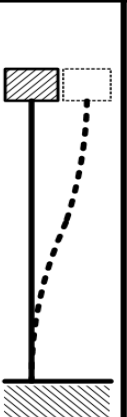
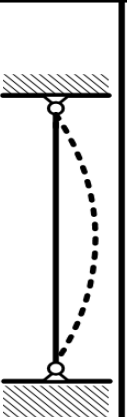
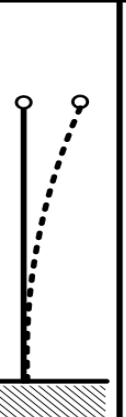
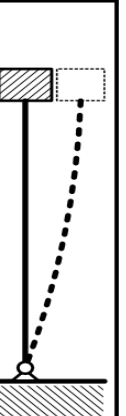
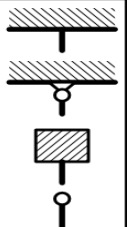
Forma pandeada de la columna mostrada por la línea discontinua						
Valor de uso teórico de K	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valor de uso práctico de K	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Condiciones de apoyo		Rotación fija y traslación fija Rotación libre y traslación fija Rotación fija y traslación libre Rotación libre y traslación libre				

Figura 4: Herbert, 1987. Longitud efectiva de pandeo para diferentes condiciones de apoyo

El valor de “K” a utilizar, será el resultado de ponderar todas las condiciones de apoyo k con las que cuenta la columna que se desea analizar en todas las direcciones de análisis.

Si $P_{CR} < P_{R0}$; Alta probabilidad de que el índice de estabilidad está fuera de lo permisible

Si $P_{CR} > P_{R0}$; Alta probabilidad de que el índice de estabilidad está dentro de lo permisible

P_{R0} = carga axial resistente de la columna, sin aplicar excentricidades

$$\theta = \text{INDICE DE ESTABILIDAD} = \frac{P_u}{0.75 * (P_{CR})} \quad (7)$$

P_u = FUERZA AXIAL DE DISEÑO ACTUANTE EN LA COLUMNA O MURO

Tabla 6
NTCDCEC 2023. Parámetros válidos para el índice de estabilidad

Si $\theta < 0.08$	Si $0.08 < \theta < 0.3$	si $\theta > 0.3$
no ocurrirá pandeo	F_{ab} = Factor de ampliación = $\frac{1}{1-\theta}$	altamente inestable, cambiar sección transversal

Así mismo el índice de estabilidad se puede calcular de la siguiente manera:

$$\text{índice de estabilidad} = \theta = \frac{(1.56) * (P_g) * (\Delta_i)}{(v_{sxy}) * (h_i)}; \text{ para estructuras de grupo A2} \quad (8)$$

$$\text{índice de estabilidad} = \theta = \frac{(1.36) * (P_g) * (\Delta_i)}{(v_{sxy}) * (h_i)}; \text{ para estructuras de grupo B1} \quad (9)$$

donde:

P_g = FUERZA AXIAL DE SERVICIO ACTUANTE EN LA COLUMNA O MURO

Δ_i = DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO ELASTICO DEL ENTREPISO EN LA COLUMNA O MURO

$$\Delta_i = (\delta_i) * \left(\frac{S_a}{a'} \right) \quad (10)$$

h_i = altura del entrepiso

δ_i = DESPLAZAMIENTO LATERAL RELATIVO INELASTICO DEL ENTREPISO EN LA COLUMNA O MURO

$$\delta_i = \frac{v_{sxy}}{\text{rigidez lateral de la columna o muro en el entrepiso}} \quad (11)$$

v_{sxy} = fuerza cortante por sismo actuante en la columna o muro

v_{gxy} = fuerza cortante de servicio actuante en la columna o muro

$$v_{uxy} = 1.1 * (v_{gxy} + v_{sxy})$$

v_{uxy} = fuerza cortante de diseño actuante en la columna o muro

3.10.1 Distorsiones elásticas permisibles por entrepiso para seguridad contra el colapso

De acuerdo al Manual de Obra Civiles de la CFE del año 2015, para que la super estructura que se desea analizar cuente con seguridad contra el colapso, no se deben de superar los límites que se muestran a continuación, para los valores obtenidos en la distorsión elástica por entrepiso ($\frac{\Delta_i}{h_i}$):

Si la super estructura es a base de marcos rígidos de concreto reforzado con una ductilidad Q=4.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.030$$

Si la super estructura es a base de marcos rígidos de concreto reforzado con una ductilidad Q=3.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.025$$

Si la super estructura es a base de marcos rígidos de concreto reforzado con una ductilidad Q=2.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.015$$

Si la super estructura es a base de muros de carga combinados con marcos rígidos de concreto reforzado con una ductilidad Q= 3 y Q=2.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.015$$

Si la super estructura es a base de muros de carga combinados con marcos rígidos de concreto reforzado con una ductilidad Q=1.5

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.010$$

Si la super estructura es a base de muros de carga de mampostería confinada y/o reforzada interiormente de piezas huecas y macizas con una ductilidad Q=2.

$$\frac{\Delta_i}{h_i} \leq 0.006$$

3.11 DEFLEXIÓN EN TRABES Y LOSAS DE CONCRETO REFORZADO

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México (2023), para calcular la deflexión real inmediata presente en elementos que trabajan a flexión, se puede utilizar ($E_c * I_{efectiva}$), donde:

$E = E_c$ = MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO = $14000 * (\sqrt{f'c})$; si $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$

$E = E_c$ = MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO = $8000 * (\sqrt{f'c})$; si $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'c < 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

I_g = INERCIA GRUESA RESPECTO AL EJE X DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

$I_{efectiva}$ = INERCIA EFECTIVA RESPECTO AL EJE X DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL DEL ELEMENTO ESTRUCTURAL

Se recomienda usar un $f'c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$; $f''c = (0.85 * f'c)$; $\beta_1=0.85$

$$\rho_{balanceada} = \frac{f''c}{f_y} * \left(\frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) \quad (12)$$

$\rho_{balanceada}$ = Cuantía de acero balanceada de la sección transversal de la trabe

En trabes y losas, se calcula la $I_{efectiva}$ con la siguiente formula (13):

$$I_{efectiva} \approx I_{agrietada} \approx (0.10 + 25\rho) * \left(1.2 - 0.2 \left(\frac{b}{d} \right) \right) * (I_g) \quad (13)$$

$$(0.175 * I_g) \leq I_{efectiva} \leq (0.5 * I_g)$$

b= base de la sección transversal

h= peralte total de la sección transversal

$$d = \text{peralte efectivo de la sección transversal} = h - \text{recubrimiento} \quad (14)$$

ρ = es la cuantía de acero a tensión de la sección transversal de la trabe, que soporta el momento flexión de mayor magnitud en valor absoluto; $0.00333 \leq \rho \leq (0.75 * \rho_{balanceada})$

Para calcular la deflexión real y total diferida en el tiempo, presentes en elementos que trabajan a flexión, se multiplica la deflexión real inmediata por un factor de ampliación como se muestra a continuación en las fórmulas (15), (16):

sí $f'c \geq 250 \text{ kg/cm}^2$:

$$\text{Deflexión real y total diferida en el tiempo 1} = (\text{deflexión real inmediata}) * (2) \quad (15)$$

sí $200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \leq f'c < 250 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$:

$$\text{Deflexión real y total diferida en el tiempo 2} = (\text{deflexión real inmediata}) * (3.5) \quad (16)$$

$$\text{Deflexión permisible} = \frac{L}{360} + 0.375 \text{ cm} \quad (17)$$

L= longitud de la trabe en cm.

Cuando se analizan deflexiones en losas, $L = a_1$ = claro corto de la losa

Cabe aclarar que siempre se debe revisar que se cumpla la siguiente condición:

Deflexión permisible \geq deflexión máxima real y total diferida en el tiempo

3.11.1 Condiciones de apoyo

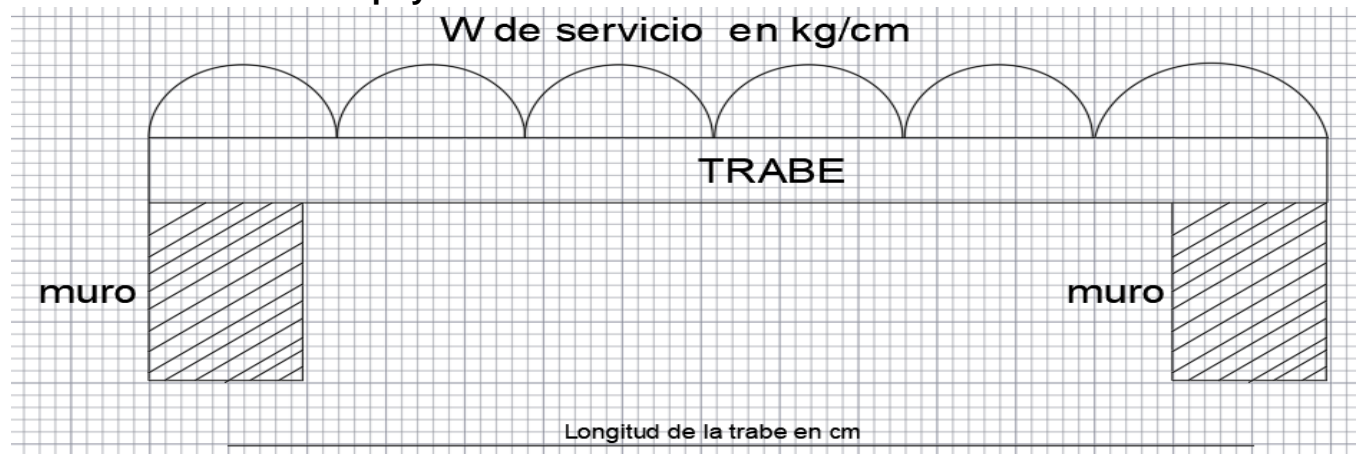


figura 5: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado simplemente apoyada en dos muros de mampostería

$$\text{deflexión máxima} = \frac{5 * W * L^4}{384 * (E * I)} \quad (18)$$

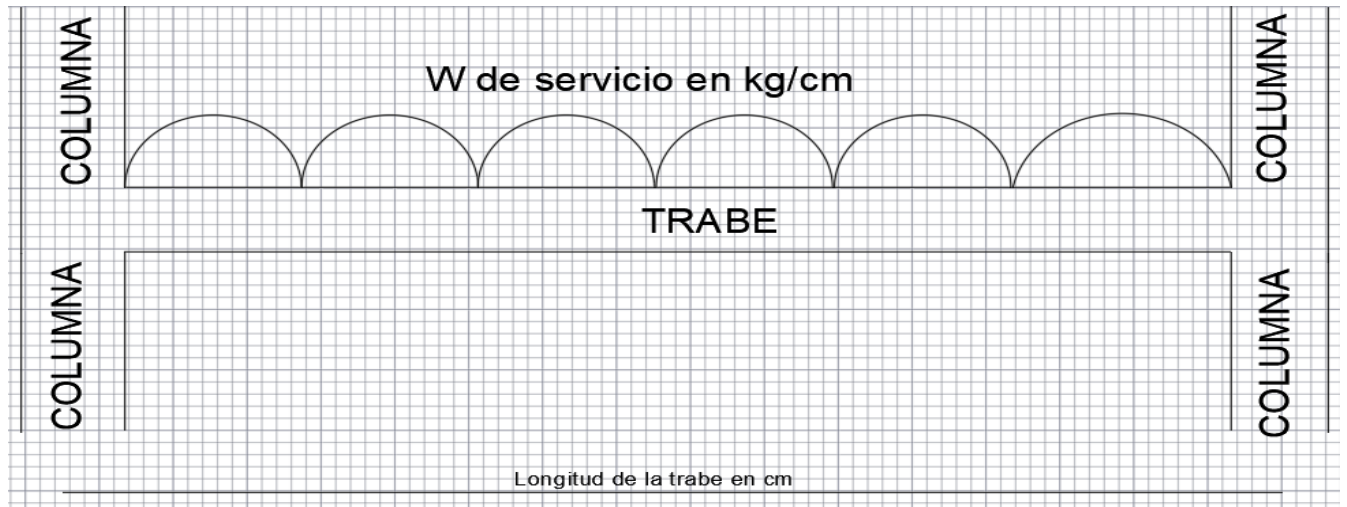


figura 6: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado apoyada en dos columnas sin continuidad en los extremos

$$\text{deflexión máxima} = \frac{W * L^4}{128 * (E * I)} \quad (19)$$

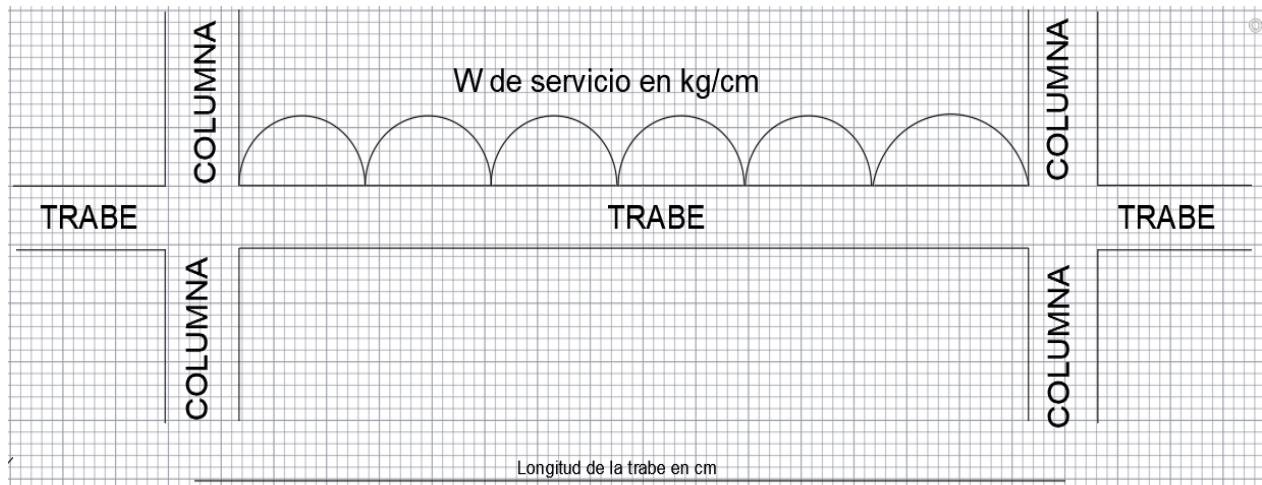


Figura 7: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado apoyada en dos columnas con continuidad en ambos extremos

$$\text{deflexión máxima} = \frac{W * L^4}{384 * (E * I)} \quad (20)$$

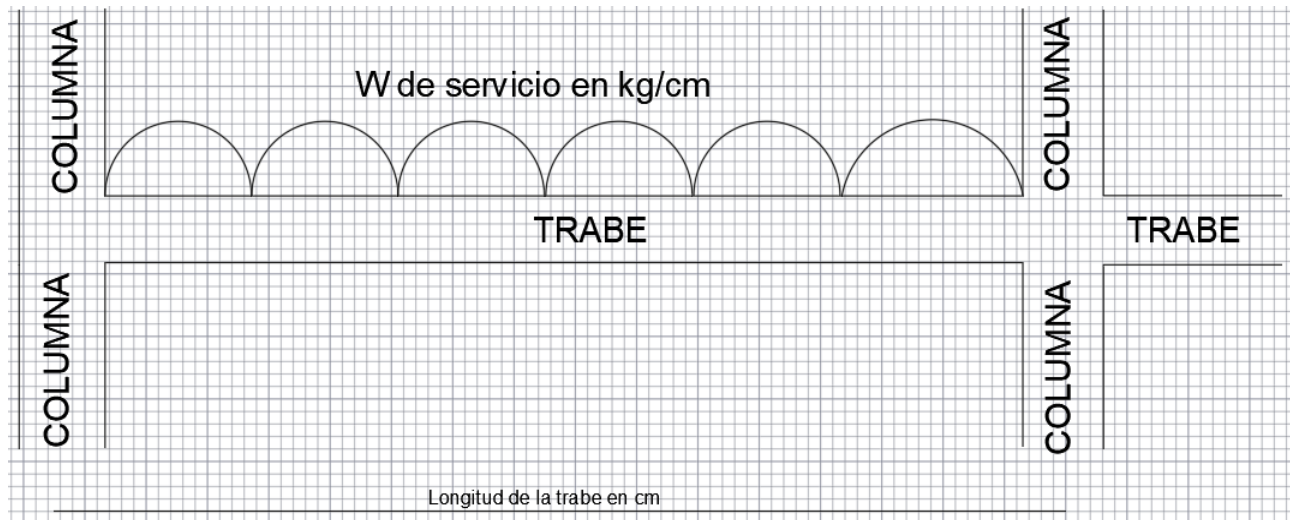


figura 8: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado apoyada en dos columnas con continuidad en un extremo.

$$\text{deflexión máxima} = \frac{W * L^4}{185 * (E * I)} \quad (21)$$

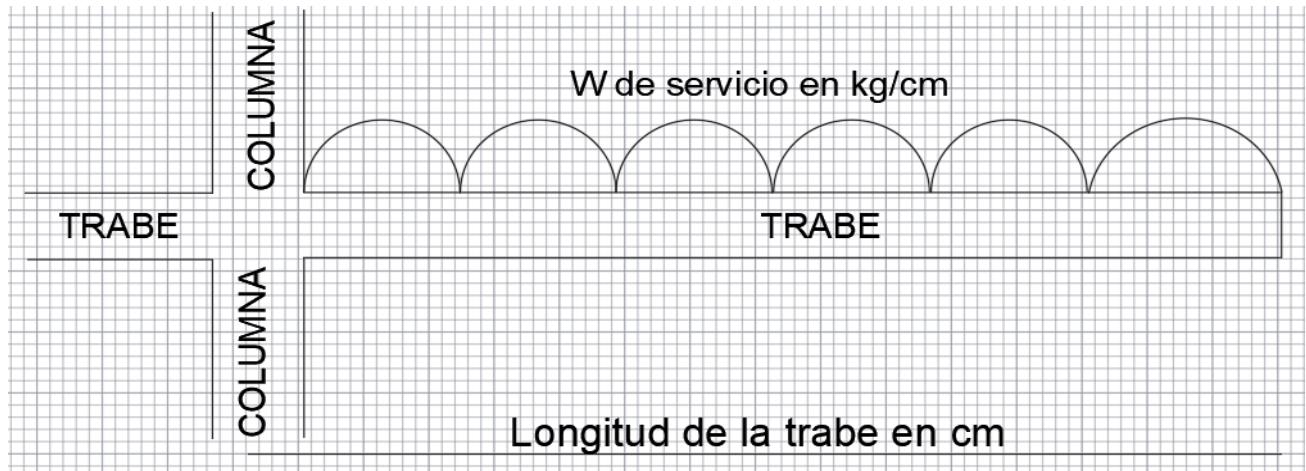


Figura 9: Hibbeler, 2015. Trabe de concreto reforzado en cantiléver.

$$\text{deflexión máxima} = \frac{W * L^4}{8 * (E * I)} \quad (22)$$

Se debe mencionar que cuando se requiere analizar deflexiones en losas que trabajan en una dirección, se debe cumplir con la siguiente condición y utilizar las siguientes variables:

Si $(a_1 / a_2) < 0.5$, la losa trabaja en una dirección

b = base de la sección transversal = 100 cm.

h = peralte total de la sección transversal = t = espesor de la losa

W de servicio en kg/cm = (W de servicio en kg/cm²) * (100 cm)

L = longitud de la trabe = a_1 = longitud del claro corto de la losa

a_2 = longitud del claro largo de la losa

Cuando se tienen que analizar deflexiones en losas que trabajan en dos direcciones, se utilizarán las siguientes variables:

Si $(a_1 / a_2) \geq 0.5$, la losa trabaja en dos direcciones

b = base de la sección transversal = 100 cm.

h = peralte total de la sección transversal = t = espesor de la losa

L = longitud de la trabe = a_1 = longitud del claro corto de la losa

a_2 = longitud del claro largo de la losa

y para la carga de servicio por metro lineal actuante en la losa que trabaja en dos direcciones se propone la siguiente ecuación:

W de servicio en kg/cm = (W de servicio en kg/cm²) * (100 cm) * (0.4) * (a_2 / a_1)

4 OBJETIVOS E HIPOTESIS

4.1 OBJETIVO GENERAL

Analizar el comportamiento estructural de las viviendas en suelos tipo III ante eventos sísmicos del municipio de Tuxtla Gutiérrez Chiapas, en la colonia 6 de junio.

4.2 OBJETIVOS PARTICULARES

1. Identificar los elementos mecánicos y desplazamientos laterales relativos-elásticos que manifiestan las viviendas de estudio, debido a su situación en zona de alta pseudo aceleración espectral.
2. Verificar la estabilidad estructural que otorga la rigidez lateral global presente en la vivienda de estudio.
3. Proponer una metodología de cálculo aplicable en la zona.
4. Conocer la percepción de los habitantes de la zona, ante los peligros a los que esta expuestos (sismicidad, procesos gravitacionales, lluvia).

4.3 HIPÓTESIS

La baja magnitud en la rigidez lateral global real de la súper estructura, por no considerar desde un inicio las inercias agrietadas de los elementos estructurales y la nula estimación de los efectos de torsión actuantes en planta, genera un gran número de teoría de fallas (como lo son la carga axial, fuerza cortante, flexo compresión biaxial, el pandeo y las deformaciones excesivas), en las viviendas desplantadas en la colonia 6 de junio de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez Chiapas.

5 METODOLOGÍA Y HERRAMIENTAS UTILIZADAS

La metodología utilizada en este trabajo consta de 3 etapas, que son de gabinete, de campo y de integración

5.1 ETAPA DE GABINETE

Durante esta etapa se recolecto toda la bibliografía necesaria para este trabajo y se realizó el formato de las encuestas aplicadas a los habitantes de la Colonia 6 de junio.

5.2 ETAPA DE CAMPO

Se verifico si las viviendas presentes en la zona de estudio cuentan con planos estructurales y memorias de cálculo, donde pudimos observar que la gran mayoría de viviendas no contaban con dichas herramientas e información.

Se solicitó con el “LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCIÓN” que realizara los pozos a cielo abierto para la obtención de las muestras inalteradas en las coordenadas siguientes (16.72942, -93.07123) y el estudio de mecánica de suelos a esas muestras inalteradas para la obtención de su capacidad de carga admisible. Para la exploración del sub-suelo, realizaron primeramente un reconocimiento del terreno, para ubicar y efectuar 2 sondeos exploratorios del tipo de Pozo a Cielo Abierto (P.C.A.). Esta exploración se llevó a cabo hasta la profundidad máxima de 2.50 m. en el P.C.A.-01 y de 3.40 m. en el P.C.A.-02. De las muestras rescatadas, se ejecutaron los ensayos de calidad de los suelos encontrados, tales como el análisis granulométrico por mallas (NMX C-496-ONNCCE-2014) y la determinación de los límites de Atterberg (NMX-C-493-ONNCCE-2018) para clasificar al sub-suelo;

además se determinaron los pesos volumétricos del lugar, seco suelto y seco máximo (NMX-AA-019-1985); los contenidos de las humedades natural y óptima; el valor relativo de soporte (V.R.S.) y expansión, así mismo se hicieron remoldeos para los ensayos de resistencia a compresión triaxial (APROY-NMX-C-432-ONNCCE-2020) para la determinación de los parámetros de la capacidad de carga.

Se inspecciono una vivienda (vivienda de estudio) que abarca un gran número de fallas estructurales y se realizó un levantamiento arquitectónico de la vivienda para calcular sus propiedades mecánicas.

Se finalizo la etapa de campo con la aplicación de una serie de encuestas a los habitantes de la zona de estudio, para conocer su percepción sobre la situación en la que se encuentra su colonia, al ser sus viviendas altamente vulnerables ante esfuerzos dinámicos y/o accidentales como lo son los sismos y procesos gravitacionales (Paz, 2017).

5.3 ETAPA DE INTEGRACIÓN

Se realizo un análisis cuantitativo de esfuerzos y deformaciones actuantes en la vivienda de estudio desplantada en la colonia 6 de junio, se utilizó como principal modelo matemático, el Método Sísmico Estático, descrito en el Manual de Obras civiles de la CFE del año 2015, para poder plasmar de manera correcta la memoria descriptiva y la memoria de cálculo estructural, de la vivienda afectada ante las diferentes teorías de fallas que pueden ocasionar los eventos sísmicos de la región y así mismo se presenta una metodología de creación propia para pre dimensionar de manera sismo resistente trabes y columnas de concreto reforzado.

5.3.1 Método sísmico estático

El análisis sísmico estático consiste en someter a la estructura a cargas horizontales, distribuidas a lo alto del edificio. La sollicitación de cargas horizontales, a las que se somete, están determinadas por una fuerza asociada a la demanda espectral, correspondiente al periodo fundamental de la estructura (Bazán & Meli, 2004).

La aplicación del método sísmico estático, está limitada a las siguientes condiciones (CFE, 2015):

- Para estructuras regulares no mayores a 30 m de altura total, y para estructuras irregulares no mayores a 20 m de altura total.
- El comportamiento dinámico de la estructura, deberá estar gobernado por el modo fundamental (primer modo) de vibración.
- La masa se encuentra uniformemente distribuida en cada nivel.
- Los entrepisos se modelan como diafragmas infinitamente rígidos.

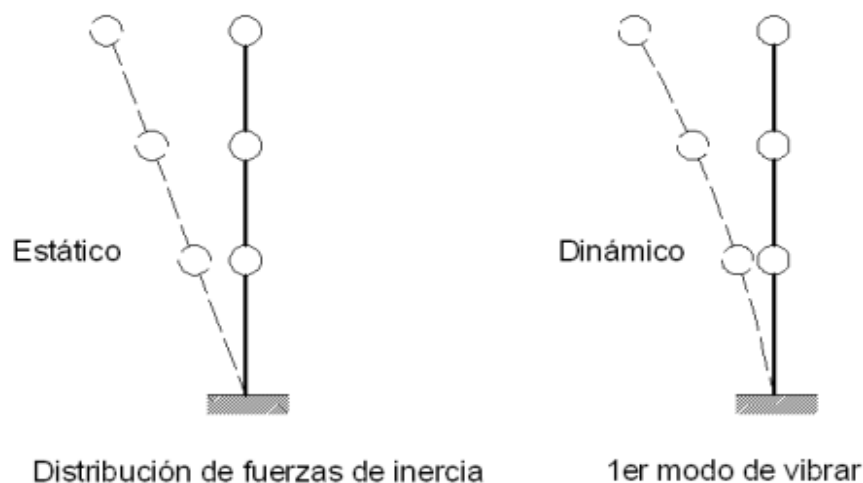


figura 10: INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL 2008. Comparativa entre la distribución de fuerzas laterales del método sísmico estático y el primer modo de vibración que rige la respuesta en el método modal espectral.

Para calcular la fuerza lateral (horizontal) actuante en cualquier entrepiso i de la edificación, se utiliza la siguiente formula (23) en dos iteraciones (Bazán & Meli, 2004):

$$F_i = (a') * (W_i) * (H_i) * \left(\frac{\Sigma((W_i))}{\Sigma((W_i) * (H_i))} \right) \quad (23)$$

Dónde en la primera iteración se utilizan las siguientes variables:

F_i = fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel.

W_i = peso de la i -ésima masa.

H_i = altura de la i -ésima masa sobre el desplante.

a' = aceleración máxima que se presenta en el espectro de diseño modificado (inelástico).

Después, con las fuerzas laterales obtenidas para cada entrepiso de la edificación, calculamos las fuerzas cortantes de traslación que actúan en cada entrepiso de la edificación (V_{ixy}), mediante la siguiente ecuación (24) (Bazán & Meli, 2004):

$$V_{ixy} = (fuerza\ lateral\ del\ entrepiso\ a\ analizar) + \Sigma(fuerza\ lateral\ de\ los\ entrepisos\ superiores\ al\ entrepiso\ a\ analizar) \quad (24)$$

En la cual la fuerza cortante de traslación (V_{ixy}) actuante en el primer entrepiso de la edificación, será igual a la cortante basal de traslación (V_{basal}) de la edificación en la primera iteración.

Cabe aclarar que la cortante basal de traslación de la edificación también se puede obtener con la siguiente formula (25) (Bazán & Meli, 2004):

$$V_{basal\ xy} = (a') * (peso\ total\ instantaneo\ de\ la\ edificacion) = V_{1xy} \quad (25)$$

Una vez que se obtiene la fuerza lateral y cortante de traslación por entrepiso, de la primera iteración, donde utilizamos la aceleración máxima del espectro inelástico, calculamos el periodo fundamental en cada dirección de análisis de la estructura, con la siguiente formula (26) (Bazán & Meli, 2004):

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{\sum(W_i * D_i^2)}{g \sum(F_i * D_i)}} = \text{periodo fundamental de la estructura} \quad (26)$$

Donde:

W_i = peso de la i-ésima masa.

F_i = fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel.

g = gravedad = $9.81 \text{ m/s}^2 = 981 \text{ cm/s}^2$

D_i = desplazamiento lateral absoluto inelástico del entrepiso

$$D_i = \left(\frac{\text{fuerza cortante de traslación del entrepiso a analizar}}{\text{rigidez lateral del entrepiso a analizar}} \right) + \sum \left(\frac{\text{fuerza cortante de traslación de entrepisos inferiores al entrepiso a analizar}}{\text{rigidez lateral de entrepisos inferiores al entrepiso a analizar}} \right) \quad (27)$$

Es importante mencionar que, para ahorrar una iteración de análisis en el método sísmico estático, también se pueden obtener desde un principio, los periodos fundamentales en cada dirección de análisis utilizando el método modal espectral (NTCDS, 2023).

Al obtenerse los periodos fundamentales para cada dirección de análisis, se vuelve a calcular F_i con la fórmula (23) utilizada en la primera iteración, en la cual se utilizan las siguientes variables:

$$F_i = (a') * (W_i) * (H_i) * \left(\frac{\sum(W_i)}{\sum((W_i) * (H_i))} \right) \quad (23)$$

Dónde en la segunda iteración:

F_i = fuerza lateral que actúa en el i-ésimo nivel.

W_i = peso de la i-ésima masa.

H_i = altura de la i-ésima masa sobre el desplante.

a' = aceleración espectral que se presenta en función del periodo fundamental (T) de cada dirección de análisis, en el espectro de diseño modificado (inelástico), en un sistema de abscisas y ordenas (T, a').

En esta iteración de análisis, las fuerzas horizontales por nivel, pueden variar entre cada dirección de análisis, debido a los periodos fundamentales obtenidos, por lo mismo las fuerzas cortantes de traslación por entrepiso (V_{ixy}) y cortante basal de traslación, entre cada dirección de análisis van a variar, pero las fórmulas (24), (25) para calcular dichas cortantes serán las mismas que se utilizan en la primera iteración.

$$V_{ixy} = (\text{fuerza lateral del entrepiso a analizar}) + \Sigma (\text{fuerza lateral de los entrepisos superiores al entrepiso a analizar}) \quad (24)$$

$$V_{basal\ xy} = (a') * (\text{peso total instantaneo de la edificacion}) = V_{1xy} \quad (25)$$

La fuerza cortante de traslación (V_{ixy}) del primer entrepiso de la edificación, de cada dirección de análisis, será igual a la cortante basal (V_{basal}) en cada dirección de análisis de la edificación, en la segunda iteración.

Habiendo obtenido la cortante basal de traslación para cada dirección de análisis, en función de sus respectivos periodos fundamentales, calculamos los efectos de torsión que afectan a las fuerzas cortantes de traslación por entrepiso, para lo cual el primer paso es obtener el centro de torsión y de cortante en ambas direcciones de análisis, luego calculamos la distancia que existe entre el centro de cortante y el de torsión en ambas direcciones de análisis, a la distancia resultante se le llama:

$$\text{Excentricidad estática} = e_{xy} = (\text{Centro de corte}) - (\text{centro de torsión}) \quad (28)$$

Se debe incluir el signo que resulte en e_{xy} , para que de esta manera se puedan calcular las excentricidades de diseño con las siguientes formulas (29), (30) (CFE, 2015):

$$e_{diseño\ 1} = (1.5 * e_{xy}) + (0.075 * B) \quad (29)$$

$$e_{diseño\ 2} = (e_{xy}) - (0.075 * B) \quad (30)$$

Donde B es la dimensión mayor en planta de la estructura paralela a la dirección de análisis.

Ya obtenida la excentricidad de diseño, por cada dirección de análisis en cada entrepiso, al utilizar las dos fórmulas, elegimos la excentricidad de diseño para cada dirección de análisis que tenga la mayor magnitud para que de esta manera se obtenga el momento de torsión actuante en el entrepiso (M_{ti}), con la siguiente formula (31), (32) (Bazán & Meli, 2004):

$$M_{ti\ en\ x} = |(cortante\ de\ traslación\ del\ entrepiso\ a\ analizar\ en\ x) * (excentricidad\ de\ diseño\ con\ mayor\ magnitud\ en\ y)| \quad (31)$$

$$M_{ti\ en\ y} = |(cortante\ de\ traslación\ del\ entrepiso\ a\ analizar\ en\ y) * (excentricidad\ de\ diseño\ con\ mayor\ magnitud\ en\ x)| \quad (32)$$

Y para concluir, el momento de torsión respectivo para cada dirección de análisis, en cada entrepiso, se convertirá en una fuerza cortante pura, que afectará de manera directa a las cortantes de traslación actuantes en cada entrepiso y basal con las siguientes fórmulas (33), (34), (35), (36) (Bazán & Meli, 2004):

V_{tixy} = fuerza cortante pura de torsión actuante en el entrepiso en cada dirección de análisis

$$V_{tix} = \frac{(M_{ti \text{ en } x}) * (\text{rigidez por entrepiso en } x) * (\text{centro de rigidez } y)}{((\text{rigidez por entrepiso en } x) * (\text{centro de rigidez } y)^2) + ((\text{rigidez por entrepiso } y) * (\text{centro de rigidez } x)^2)} \quad (33)$$

$$V_{tiy} = \frac{(M_{ti \text{ en } y}) * (\text{rigidez por entrepiso en } y) * (\text{centro de rigidez } x)}{((\text{rigidez por entrepiso en } x) * (\text{centro de rigidez } y)^2) + ((\text{rigidez por entrepiso } y) * (\text{centro de rigidez } x)^2)} \quad (34)$$

$$V_i \text{ con efectos de torsion en } x = (\text{cortante de traslación del entrepiso a analizar en } x) + (V_{tix}) + 0.3 (V_{tiy}) \quad (35)$$

$$V_i \text{ con efectos de torsion en } y = (\text{cortante de traslación del entrepiso a analizar en } y) + (V_{tiy}) + 0.3 (V_{tix}) \quad (36)$$

De acuerdo al manual de obras civiles de la CFE (2015), para obtener las fuerzas cortantes de diseño actuante en cada entrepiso por cada dirección de análisis (V_{dixy}), se utilizará la siguiente formula (37):

$$V_{dixy} = \sqrt{(V_i \text{ con efectos de torsion en } x)^2 + (V_i \text{ con efectos de torsion en } y)^2} \quad (37)$$

Ahora con la V_{dixy} de cada entrepiso de la edificación, podemos obtener la fuerza cortante sísmica actuante en cada uno de los elementos estructurales verticales en cada dirección de análisis, utilizando la siguiente formula (38) (E. Suárez, 2014):

$$v_{sxy} = \left(\frac{(EI) \text{ del elemento estructural vertical a analizar en el entrepiso}}{\Sigma (EI) \text{ de los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso}} \right) * (V_{dixy}) \quad (38)$$

Y con la fuerza cortante sísmica actuante en cada uno de los elementos estructurales verticales, podemos calcular los momentos flexionantes por sismo actuante (M_{sxy}) en cada dirección de análisis, de los elementos estructurales verticales presentes en cada entrepiso, con las siguientes formulas (39), (40) (E. Suárez, 2014):

$$M_{sxy} \text{ del extremo inferior del elemento estructural vertical} = \left(\frac{2}{3}\right) * (h_i) * (v_{sxy}) \quad (39)$$

$$M_{sxy} \text{ del extremo superior del elemento estructural vertical} = \left(\frac{-h_i}{3}\right) * (v_{sxy}) \quad (40)$$

5.3.2 Momento de volteo

El momento de volteo (M_{vixy}) actuante por entrepiso, se va calcular en cada dirección de análisis de la edificación, utilizando la siguiente formula (41) (E. Suárez, 2014):

$$M_{vixy} = ((V_{dixy} \text{ del entrepiso a analizar}) * (\text{altura del entrepiso})) + \Sigma((V_{dixy} \text{ de los entrepisos superiores al entrepiso a analizar}) * (\text{altura del entrepiso}))$$

Ya obtenido el momento de volteo por entrepiso en cada dirección de análisis, procedemos a calcular la fuerza axial que actúan en los elementos estructurales verticales en cada dirección de análisis por efectos sísmicos, con la siguiente formula (42):

$$P_{sxy} = \frac{(EA) \text{ del elemento estructural vertical a analizar}}{\Sigma (EA) \text{ de los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso}} * \left(\frac{M_{vixy}}{\text{centro de torsión del entrepiso}} \right) \quad (42)$$

Cabe aclarar que siempre se debe revisar que se cumpla lo siguiente condición (NTCDS, 2023):

$$(\text{peso total instantaneo de la edificación}) \geq \left(\frac{M_{vxy} \text{ del primer entrepiso}}{\text{centro de torsión del primer entrepiso}} \right)$$

5.3.3 Resistencias de diseño de elementos estructurales verticales de mampostería confinada

De acuerdo a la Norma Técnica Complementaria Para diseño y construcción de estructuras de mampostería (2023), las resistencias de los muros estructurales a base de mampostería confinada se calculan con las siguientes formulas (de la 43 a la 44 y la figura 11):

5.3.3.1 Resistencia a la compresión axial

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y) \quad (43)$$

Donde:

F_R = Factor reductor de resistencia axial = 0.6

F_E = factor reductor por esbeltez

F_E para muros exteriores = 0.45

F_E para muros interiores = 0.5

A_T = (longitud) * (espesor)

A_s = área total de acero en castillos

F_y = 4200 kg/cm²

f'_m = resistencia de diseño de compresión de la mampostería; $f'_m \geq 15$ kg/cm²

$E_m \geq (350 * f'_m)$

5.3.3.2 Resistencia a la fuerza cortante en el plano del muro

$$V_R = ((0.5 * v'_m) + (0.3 * \sigma)) * (\text{espesor}) * (\text{longitud}) * (F_{AE}) * (F_R) \quad (44)$$

v'_m = resistencia de diseño de cortante de la mampostería; $v'_m \geq 2.0 \text{ kg/cm}^2$

F_R = Factor reductor de resistencia lateral = 0.75

$$\sigma = \frac{(\text{carga axial de servicio})}{(\text{espesor}) * (\text{longitud})}$$

$$F_{AE} = \text{Factor de área efectiva ante la esbeltez} = \left(\frac{(1.33 * \text{longitud})}{h_i} \right)^2 \leq 1$$

5.3.3.3 Resistencia a la flexión en el plano del muro

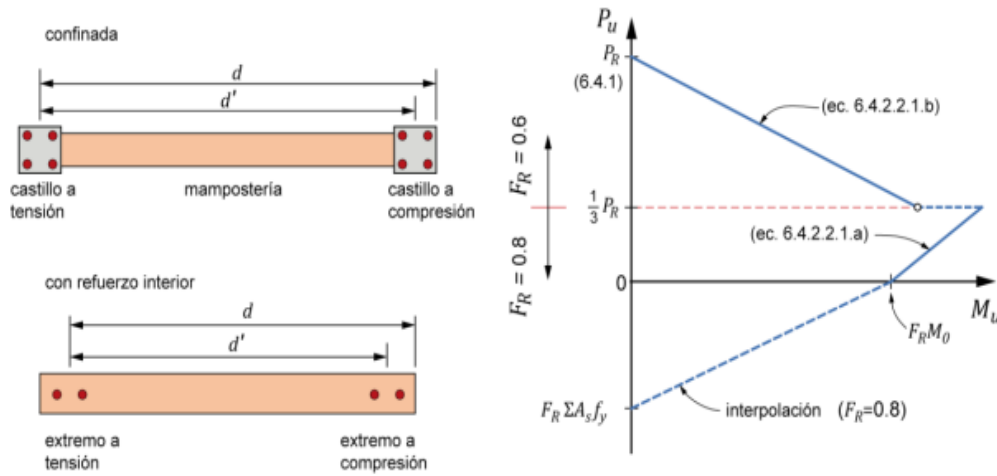


Figura 6.4.2.2.1 – Diagrama de interacción carga axial–momento flexionante resistente de diseño con el método optativo

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_u d \quad \text{si } 0 \leq P_u \leq \frac{P_R}{3} \quad (6.4.2.2.1.a)$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \quad \text{si } P_u > \frac{P_R}{3} \quad (6.4.2.2.1.b)$$

donde:

$M_0 = A_s f_y d'$ resistencia nominal a flexión pura del muro;

F_R se tomará igual a 0.8, si $P_u \leq P_R/3$ e igual a 0.6 en caso contrario.

6.4.2.2.2 Para cargas axiales de tensión será válido interpolar entre la carga axial resistente a tensión pura, $\Sigma A_s f_y$, y el momento flexionante resistente M_0 , afectando el resultado por $F_R = 0.8$.

figura 11: NTCDCEM, 2023. Fórmulas para calcular la resistencia a flexo compresión en el plano del muro.

5.3.4 Metodología para pre dimensionar y verificar elementos estructurales verticales de concreto reforzado

A continuación, se presenta la simbología y fórmulas (de la (45) a la (66)) a utilizar para proceder con esta metodología de creación propia, basada en el método sísmico estático (CFE, 2015), para el pre dimensionamiento y la verificación de elementos estructurales verticales (columnas y/o muros) de concreto reforzado.

5.3.4.1 Simbología

V_{gx} = fuerza cortante de servicio actuante en dirección X de la columna o muro

V_{gy} = fuerza cortante de servicio actuante en dirección Y de la columna o muro

M_{gx} = momento gravitacional actuante en dirección X de la columna o muro

M_{gy} = momento gravitacional actuante en dirección Y de la columna o muro

P_g = Carga axial de servicio actuante en la columna o muro

M_{sx} = momento por sismo actuante en dirección en X de la columna o muro

M_{sy} = momento por sismo actuante en dirección en Y de la columna o muro

V_{sx} = fuerza cortante por sismo actuante en dirección en X de la columna o muro

V_{sy} = fuerza cortante por sismo actuante en dirección en Y de la columna o muro

P_{sx} = carga axial por sismo actuante en dirección en X de la columna o muro

P_{sy} = carga axial por sismo actuante en dirección en Y de la columna o muro

P_u = Carga axial de diseño actuante en la columna o muro

V_{ux} = fuerza cortante de diseño actuante en dirección X de la columna o muro

V_{uy} = fuerza cortante de diseño actuante en dirección Y de la columna o muro

M_{ux} = momento de diseño actuante en dirección X de la columna o muro

M_{uy} = momento de diseño actuante en dirección Y de la columna o muro

H= altura total de la edificación

h_i = altura del entrepiso

L_x = Longitud efectiva de trabes paralela a dirección X, actuante en la columna o muro

L_y = Longitud efectiva de trabes paralela a dirección Y, actuante en la columna o muro

e_x = excentricidad de diseño paralela a dirección X de la columna o muro

e_y = excentricidad de diseño paralela a dirección Y de la columna o muro

5.3.4.2 Elementos mecánicos por solicitaciones de cargas gravitacionales

P_g = (S.W.L.F.F.S) (N.O.F.L.) (área tributaria por entrepiso de la columna o muro) (carga de servicio por m^2)

S.W.L.F.F.S.= self-weight load factor of frames structural

S.W.L.F.F.S = factor de carga de peso propio de los marcos estructurales

$S.W.L.F.F.S = (1 + 0.15 * (N.O.F.L.))$; cuando la superestructura no cuenta con muros de carga.

$S.W.L.F.F.S = (1 + 0.075 * (N.O.F.L.))$; cuando la superestructura cuenta con muros de carga.

N.O.F.L.= number of floors it loads

N.O.F.L.= cantidad de entrepisos que carga

Nota: la carga de servicio por m^2 , no debe incluir el peso propio de los marcos estructurales porque se desconocen las secciones transversales que se utilizan en los elementos estructurales que los conforman.

5.3.4.2.1 Elemento estructural vertical central-central

$$L_x = L_{1x} - L_{2x}$$

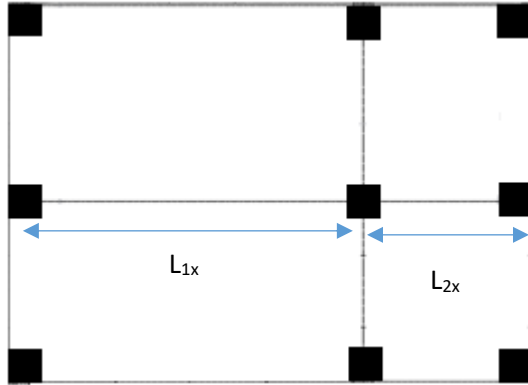


Figura 12: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_x

$$v_{gx} = | (P_g / h_i) * (L_x / 16) | \quad (45)$$

$$M_{gx} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (P_g) * (L_x / 48) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (46)$$

$$M_{gx} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-P_g) * (L_x / 24) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (47)$$

$$L_y = L_{1y} - L_{2y}$$

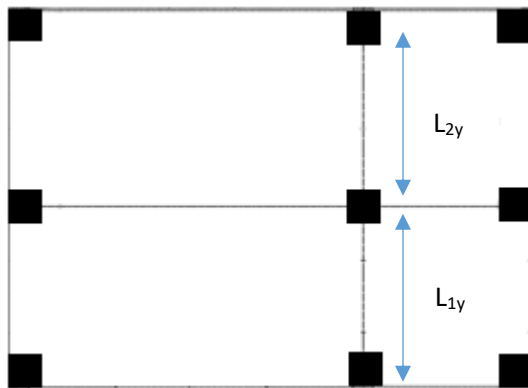


Figura 13: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_y

$$v_{gy} = | (P_g / h_i) * (L_y / 16) | \quad (45)$$

$$M_{gy} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (P_g) * (L_y / 48) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (46)$$

$$M_{gy} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-P_g) * (L_y / 24) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (47)$$

5.3.4.2.2 Elemento estructural vertical de esquina-central

$$L_x = L_{1x} - L_{2x}$$

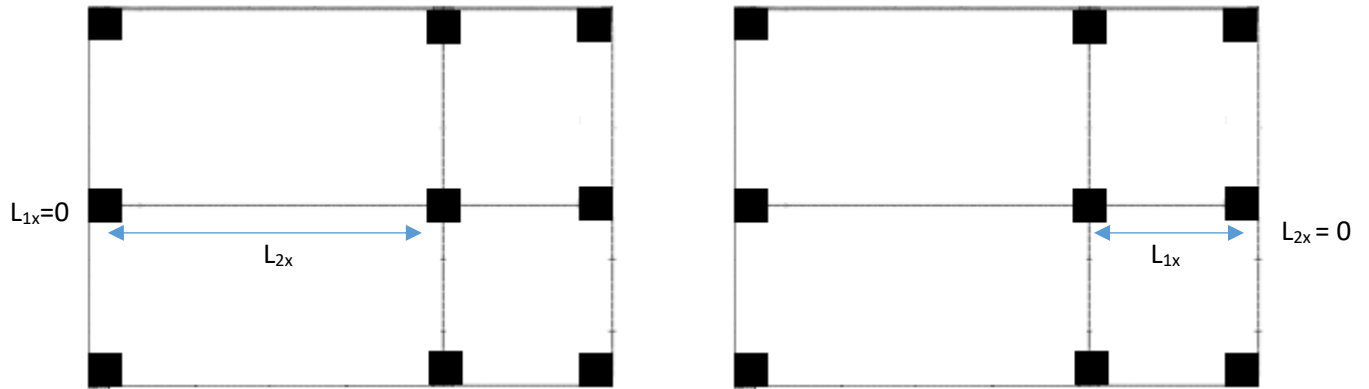


Figura 14: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_x

$$v_{gx} = | (P_g / h_i) * (L_x / 12) | \quad (48)$$

$$M_{gx} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (P_g) * (L_x/36) * (1/(N.O.F.L.)) \quad (49)$$

$$M_{gx} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-P_g) * (L_x/18) * (1/(N.O.F.L.)) \quad (50)$$

$$L_y = L_{1y} - L_{2y}$$

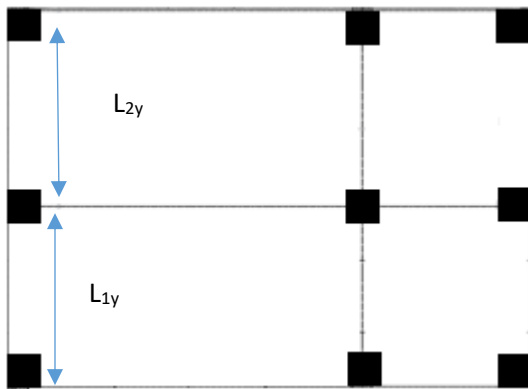


Figura 15: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_y

$$v_{gy} = | (P_g / h_i) * (L_y / 12) | \quad (48)$$

$$M_{gy} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (P_g) * (L_y/36) * (1/(N.O.F.L.)) \quad (49)$$

$$M_{gy} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-P_g) * (L_y/18) * (1/(N.O.F.L.)) \quad (50)$$

5.3.4.2.3 Elemento estructural vertical de esquina-esquina

$$L_x = L_{1x} - L_{2x}$$

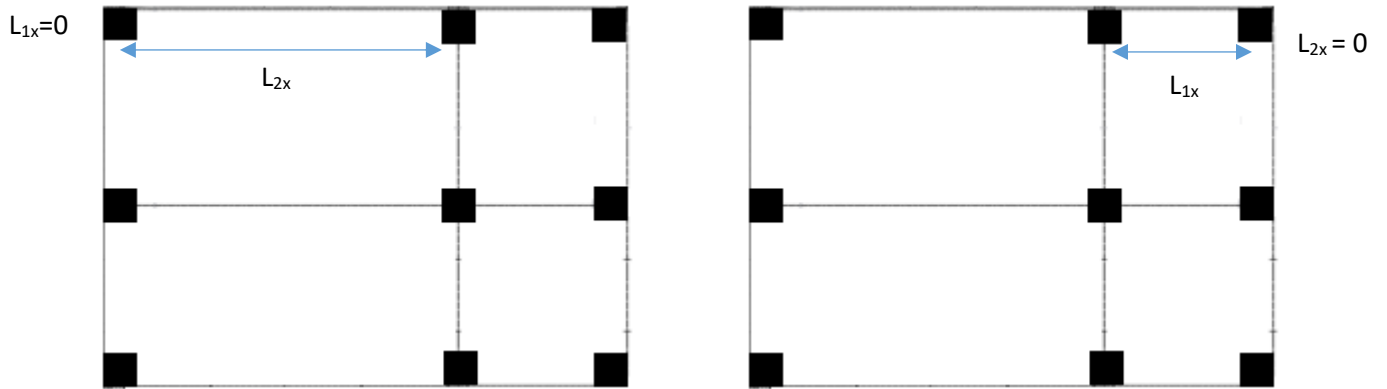


Figura 16: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_x

$$v_{gx} = | (P_g / h_i) * (L_x / 8) | \quad (51)$$

$$M_{gx} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (P_g) * (L_x / 24) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (52)$$

$$M_{gx} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-P_g) * (L_x / 12) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (53)$$

$$L_y = L_{1y} - L_{2y}$$

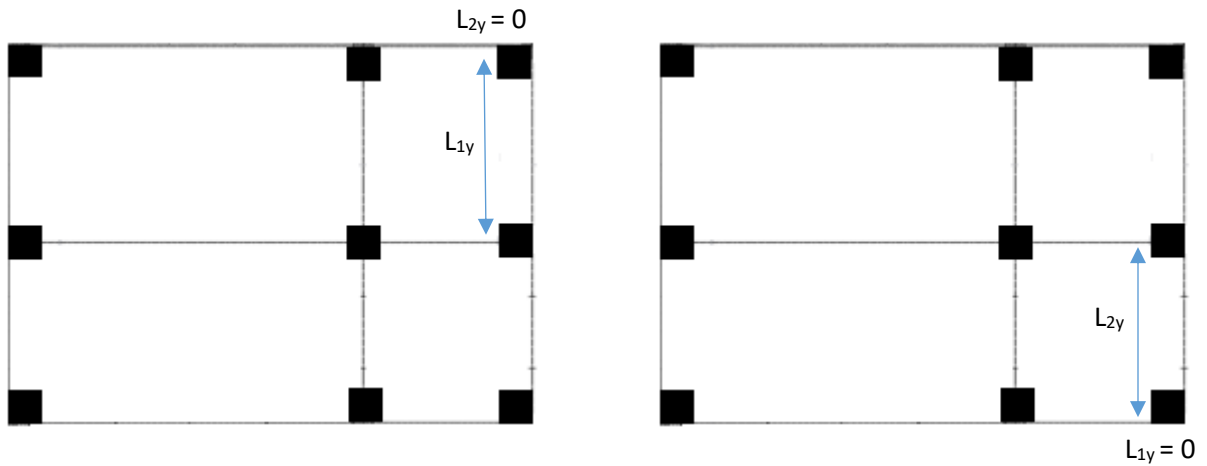


Figura 17: Elaboración propia, 2024. Explicación visual de la variable L_y

$$v_{gy} = | (P_g / h_i) * (L_y / 8) | \quad (51)$$

$$M_{gy} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (P_g) * (L_y / 24) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (52)$$

$$M_{gy} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-P_g) * (L_y / 12) * (1 / (N.O.F.L.)) \quad (53)$$

5.3.4.3 Elementos mecánicos por solicitaciones de cargas sísmicas

$$v_{sx} = (a'_x) * (P_g) \quad (54)$$

$$v_{sy} = (a'_y) * (P_g) \quad (55)$$

$$M_{sx} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (v_{sx}) * (2/3) * (h_i) \quad (56)$$

$$M_{sx} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-v_{sx}) * (1/3) * (h_i) \quad (57)$$

$$M_{sy} \text{ del extremo inferior de la columna o muro} = (v_{sy}) * (2/3) * (h_i) \quad (58)$$

$$M_{sy} \text{ del extremo superior de la columna o muro} = (-v_{sy}) * (1/3) * (h_i) \quad (59)$$

$$P_{sx} = (M_{sx} \text{ del extremo inferior de la columna o muro}) / ((0.75 * h_i)) \quad (60)$$

$$P_{sy} = (M_{sy} \text{ del extremo inferior de la columna o muro}) / ((0.75 * h_i)) \quad (61)$$

5.3.4.4 Elementos mecánicos de diseño

$$P_u = (1.1) * (P_g + P_{sx} + P_{sy}) \quad (62)$$

$$M_{ux} = (1.1) * (M_{gx} + M_{sx}) \quad (63)$$

$$M_{uy} = (1.1) * (M_{gy} + M_{sy}) \quad (64)$$

$$v_{ux} = (1.1) * (v_{sx} + v_{gx}) \quad (65)$$

$$v_{uy} = (1.1) * (v_{sy} + v_{gy}) \quad (66)$$

Cabe aclarar que las fórmulas mostradas, para obtener los elementos mecánicos por cargas gravitacionales, cargas de sismo y cargas de diseño actuante en elementos estructurales verticales de concreto Reforzado, también se pueden utilizar en muros de mampostería confinada.

5.3.4.5 Obtención y verificación de la sección transversal del elemento estructural vertical

Para obtener la sección transversal de los elementos estructurales verticales de estudio, sin utilizar los diagramas de interacción adimensionales, propuestos por Gonzales Cuevas (2004) y posteriormente la fórmula de Bresler de flexo compresión biaxial, estipulada en las Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México (2023), podemos utilizar como proceso de pre dimensionamiento, la siguiente metodología de creación propia (fórmula 67, 68 y 69):

$$A_g \approx \frac{(P_u) + (0.07774 * (f''c) * (e_{xy})^2)}{(0.1525 * f''c)} \quad (67)$$

$A_g = h_x * h_y$ = área bruta de la sección transversal del elemento estructural vertical en cm^2

Se recomienda usar un $f'c \leq 300 \text{ kg/cm}^2$; $f''c = 0.85 * f'c$

La excentricidad " e_{xy} " que se utiliza, es un valor que resulta de la siguiente operación:

$$e_{xy} = \sqrt{(e_x)^2 + (e_y)^2} \quad (68)$$

e_x = excentricidad de diseño paralela a dirección de análisis "x" de la sección transversal del elemento estructural vertical en cm.

e_y = excentricidad de diseño paralela a dirección de análisis "y" de la sección transversal del elemento estructural vertical en cm.

$$P_R \geq P_u$$

P_u = Carga axial de diseño actuante en el elemento estructural vertical

P_R = Carga axial resistente de diseño aplicada con las excentricidades e_x, e_y

$$P_R \approx (Re_{xy}) * (P_{R0}); \quad Re_{xy} \approx \frac{P_R}{P_{R0}} \quad (69)$$

$$P_{R0} = (0.65) * (f''c (A_g - A_s) + F_y (A_s)) \quad (70)$$

P_{R0} = carga axial resistente de diseño del elemento estructural vertical, sin aplicar excentricidades

Re_{xy} =factor reductor por excentricidades; que se obtiene con las siguientes formulas (de la 71 a la 74):

$$si \ 0.00 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 0.10; \quad Re_{xy} = 0.85 - 4.20 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (71)$$

$$si \ 0.10 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 0.45; \quad Re_{xy} = 0.45 - 0.70 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (72)$$

$$si \ 0.45 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 1.00; \quad Re_{xy} = 0.17 - 0.13 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (73)$$

$$si \ 1.00 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 3.00; \quad Re_{xy} = 0.08 - 0.03 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (74)$$

De igual manera si en el proceso de dimensionamiento de los elementos estructurales verticales, se desea generar un diagrama de interacción específico para cada columna utilizando el procedimiento estipulado en las Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México (2023), los valores de Re_{xy} se obtienen con las siguientes formulas (de la 75 a la 78):

$$si \ 0.00 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 0.10; \quad Re_{xy} = 1.00 - 3.60 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (75)$$

$$si \ 0.10 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 0.45; \quad Re_{xy} = 0.76 - 1.20 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (76)$$

$$si \ 0.45 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 1.00; \quad Re_{xy} = 0.33 - 0.26 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (77)$$

$$si \ 1.00 < (e_{xy} / h_{xy}) \leq 3.00; \quad Re_{xy} = 0.11 - 0.03 (e_{xy} / h_{xy}) \quad (78)$$

La dimensión “ h_{xy} ” del elemento estructural vertical que se utiliza, es un valor que resulta de la siguiente formula (79):

$$h_{xy} = \sqrt{(h_x)^2 + (h_y)^2} \quad (79)$$

h_x = dimensión paralela a la dirección de análisis “x” de la sección transversal del elemento estructural vertical en cm

h_y = dimensión paralela a la dirección de análisis “y” de la sección transversal del elemento estructural vertical en cm

Si se está analizando una columna, la cantidad de área de acero (A_s) para utilizar, se debe encontrar en el siguiente intervalo; $(0.01 * A_g) \leq A_s \leq (0.04 * A_g)$

Si se está analizando un muro, la cantidad de área de acero (A_s) para utilizar, se debe encontrar en el siguiente intervalo; $(0.0025 * A_g) \leq A_s \leq (0.018 * A_g)$

Nota: la formula número (70) esta descrita en la “Norma Técnica Complementaria Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México del año 2023.

5.3.5 Metodología para pre dimensionar y verificar traves de concreto reforzado

A continuaci3n, se presenta la simbologfa y f3rmulas (de la 80 a la 88) a utilizar para proceder con esta metodologfa de creaci3n propia, basada en el dise1o por estado lfmite de falla (NTCDCEC, 2023), para el pre dimensionamiento y la verificaci3n de traves de concreto reforzado.

5.3.5.1 Simbologfa

W_{m2} = carga de servicio por m^2

W_m = carga de servicio por metro lineal

L = longitud total de la trabe a analizar

h_i = altura del entrepiso

v_g = fuerza cortante por gravedad actuante en la trabe

M_g = momento gravitacional actuante en los extremos de la trabe

M_{gc} = momento gravitacional actuante en el centro de la trabe

v_s = fuerza cortante por sismo actuante en la trabe

M_s = momento por sismo actuante en los extremos de la trabe

M_{sc} = momento por sismo actuante en el centro de la trabe

v_u = fuerza cortante de dise1o actuante en la trabe

M_u = momento de dise1o actuante en los extremos de la trabe

M_{uc} = momento de dise1o actuante en el centro de la trabe

$$W_m = ((N.O.F.L.) (S.W.L.F.F.S.) (W_{m2}) (\text{área tributaria actuante en la trabe})) / (L)$$

S.W.L.F.F.S.= self-weight load factor of frames structural

S.W.L.F.F.S = factor de carga de peso propio de los marcos estructurales

S.W.L.F.F.S = $(1+0.15 (N.O.F.L.))$; cuando la superestructura no cuenta con muros de carga.

S.W.L.F.F.S = $(1+0.075 (N.O.F.L.))$; cuando la superestructura cuenta con muros de carga.

N.O.F.L.= number of floors it loads

N.O.F.L.= cantidad de entrepisos que carga

Nota: La carga de servicio por m^2 , no debe incluir el peso propio de los marcos estructurales porque se desconocen las secciones transversales que se utilizan en los elementos estructurales que los conforman.

En la mayoría de los casos las trabes solo cargan un entrepiso, pero existen excepciones donde en la trabe llega la carga de dos o más entrepisos.

5.3.5.2 Elementos mecánicos por solicitaciones de cargas gravitacionales

$$v_g = ((W_m) * (L)) / (2) \quad (80)$$

$$M_g = ((-W_m) * (3 * L^2)) / (40) \quad (81)$$

$$M_{gc} = ((W_m) * (L^2)) / (20) \quad (82)$$

5.3.5.3 Elementos mecánicos por solicitaciones de cargas sísmicas

$$M_s = (-0.375 * L) * (W_m) * (a') * (h_i) \quad (83)$$

$$M_{sc} = (0.375 * L) * (W_m) * (a') * (h_i) \quad (84)$$

$$v_s = | (2 * M_s) / (L) | \quad (85)$$

5.3.5.4 Elementos mecánicos de diseño

$$M_u = 1.1 * (M_g + M_s) \quad (86)$$

$$M_{uc} = 1.1 * (M_{gc} + M_{sc}) \quad (87)$$

$$V_u = 1.1 * (V_g + V_s) \quad (88)$$

5.3.5.5 Obtención y verificación de la sección transversal de la trabe

Ahora, para obtener las dimensiones de la sección transversal de la trabe, usaremos la fórmula (89) de momento resistente, establecida en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México (2023):

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q) \quad (89)$$

Donde:

$$F_R = \text{Factor reductor de resistencia a la flexión} = 0.65 + (0.18 * \left(\frac{(f_c') * (\rho_{balanceada} - \rho)}{(f_y) * (\rho_{balanceada}) * (\rho)} \right)) \quad (90)$$

$$0.9 \geq F_R \geq 0.65; (0.00333) \leq \rho \leq (0.75 * \rho_{balanceada})$$

ρ = cuantía de acero a tensión de la sección transversal de la trabe

$$\rho_{balanceada} = \frac{f_c'}{f_y} * \left(\frac{6000 * \beta_1}{f_y + 6000} \right) = \text{Cuantía de acero balanceada de la sección transversal de la trabe}$$

b = base de la sección transversal $\approx \frac{d}{2}$; d = peralte efectivo de la sección transversal

Se recomienda usar un $f_c' \leq 300 \text{ kg/cm}^2$; $f_c'' = (0.85 * f_c')$; $\beta_1 = 0.85$

$$q = \frac{(\rho) * (f_y)}{f_c''}; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2; \rho = \frac{A_s}{(b) * (d)}; A_s = \text{área de acero que trabaja a tensión.}$$

M_R = momento resistente de la sección transversal; $M_R \geq M_u$.

5.3.6 Instrumentos y herramientas

Para la etapa de campo se utilizó flexómetro, lápiz y papel para medir y anotar las dimensiones de los elementos estructurales de la vivienda de estudio, así mismo el personal del “LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD AL SERVICIO DE LA CONSTRUCCIÓN” encargados en la extracción de la muestra inalterada del suelo utilizaron pico, pala y machete para trazar y extraer el cubo de suelo de $30 \times 30 \times 30 \text{ cm}^3$ y plástico adherente para envolverlo, este procedimiento es necesario para que la muestra conserve con su propiedades mecánicas y físicas in situ.

En la etapa de integración se utilizó el programa de hoja de cálculo Excel, en la deducción de las fórmulas generadas a utilizar en la metodología de creación propia y para la obtención de la rigidez lateral por entrepiso en cada dirección de análisis de la vivienda de estudio, calculadora científica Casio fx-82 en la realización de todos los cálculos indispensables del modelo matemático, AutoCAD 2023, para dibujar la vista en planta y fachadas de la vivienda de estudio, el Programa de diseño Sisimico (PRODISIS) para la obtención del espectro de diseño transparente regional y espectro de diseño modificado.

6 VIVIENDA DE ESTUDIO ANALIZADA ANTE EVENTOS SÍSMICOS Y CARGAS GRAVITACIONALES

Como parte de la etapa de campo, el día miércoles 19 de marzo del 2024, se realizó un levantamiento para conocer el sistema estructural, que compone la súper estructura de una de las viviendas afectadas en la colonia 6 de junio, de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas con las coordenadas siguientes (16.729737, -93.069596). Se observa que la altura total de la vivienda es igual a 3 m, que cuenta con un solo entrepiso con una altura de 3 m, una superficie en planta de (5.25x7.25) m² con un sistema estructural a base de muros de mampostería confinada de block hueco de mortero cemento-arena de 15 cm de espesor y una trabe de concreto reforzado a lo largo del eje D (imágenes 18 al 21).

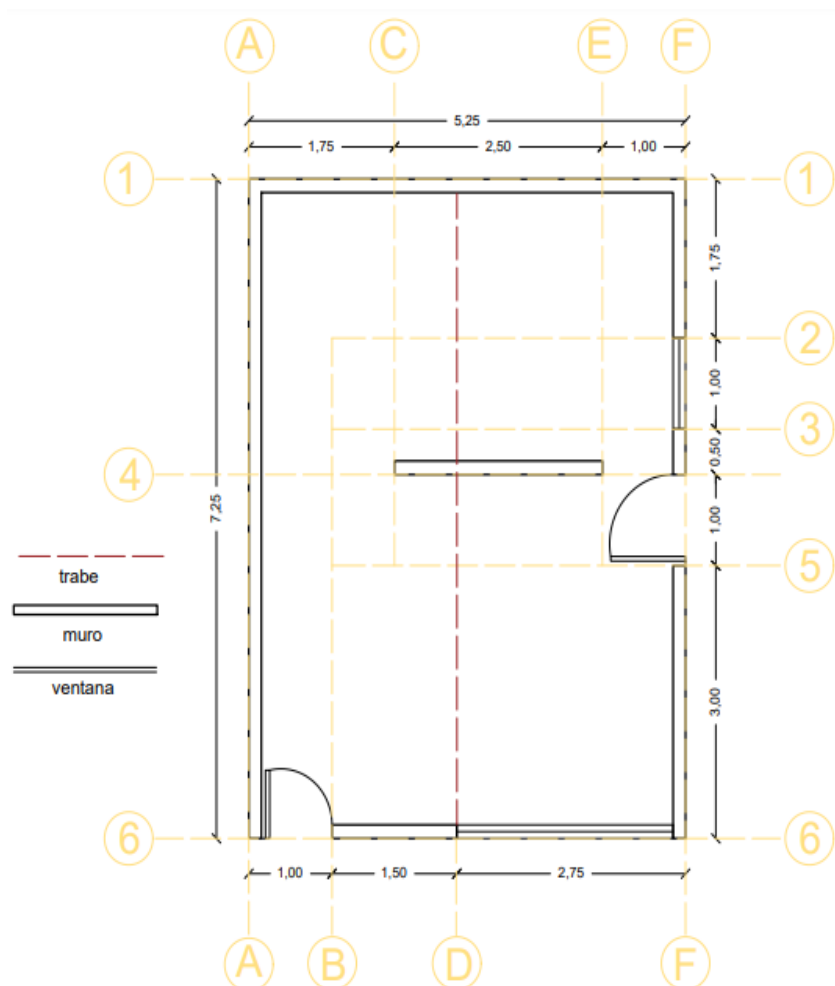


figura 18: AutoCAD, 2023. Vista en planta de la vivienda de estudio

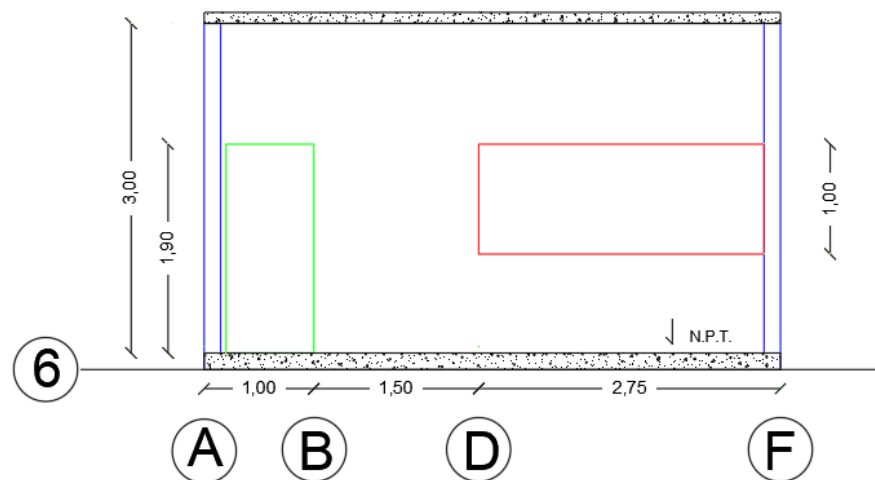


figura 19: AutoCAD, 2023. Vista en corte de la vivienda de estudio

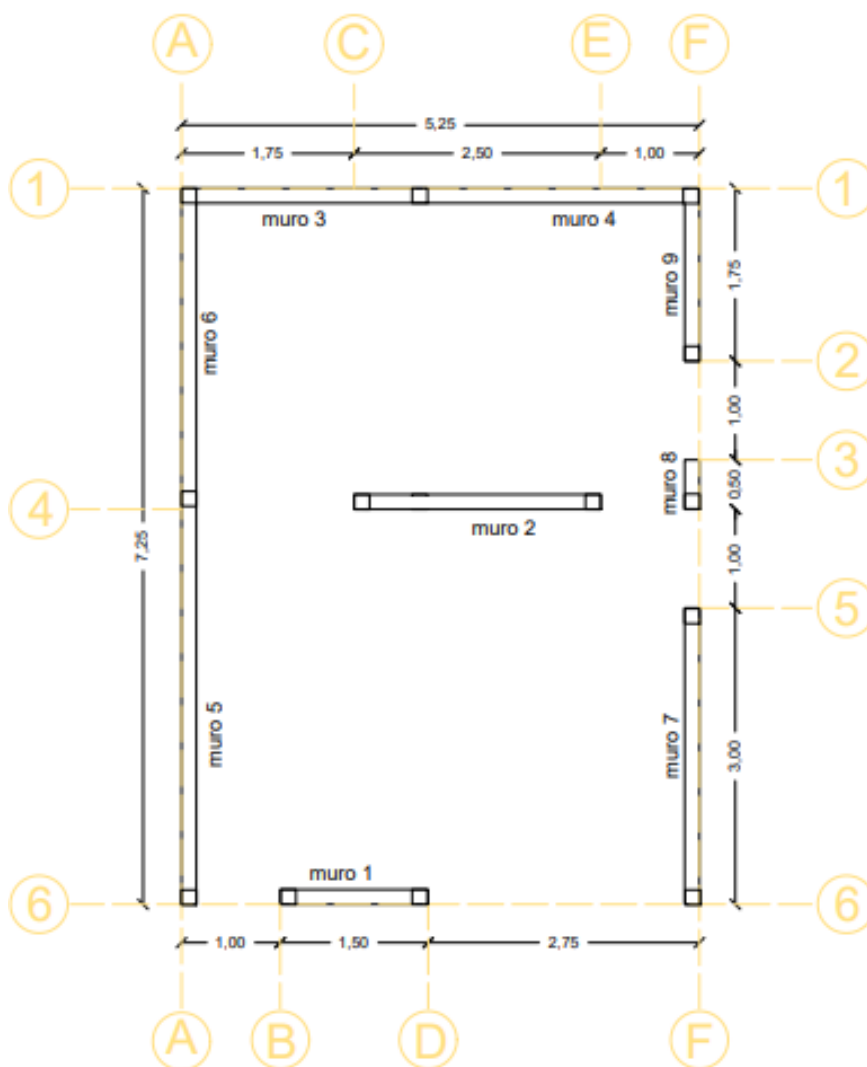


figura 20: AutoCAD, 2023. Ubicación y enumeración de los muros estructurales

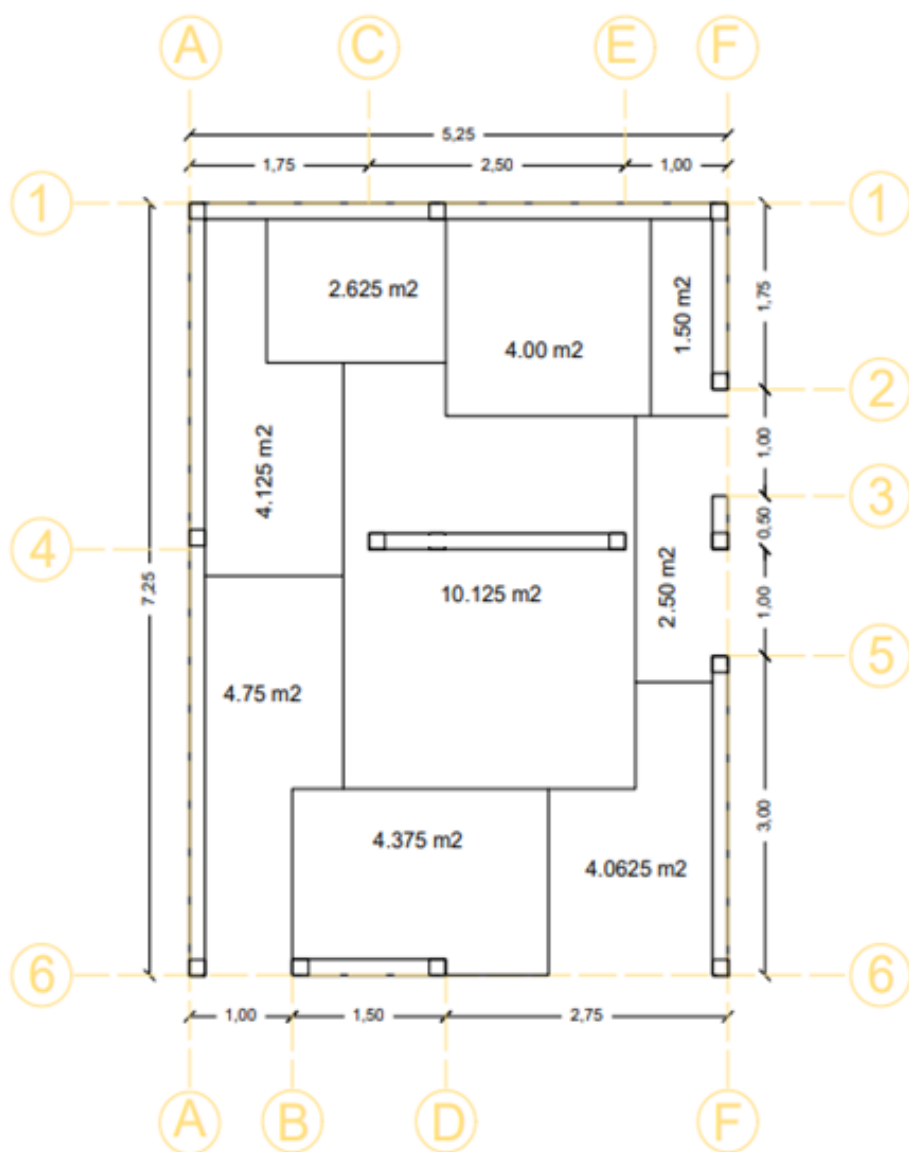


figura 21: AutoCAD, 2023. Área tributaria actuante en cada muro estructural y ubicación de castillos.

Tabla 7

Elaboración propia, 2024. Propiedades geométricas de los muros estructurales de la vivienda de estudio

Muro	Área tributaria (m ²)	Longitud del muro (m)	Espesor (m)
1	4.375	1.5	0.15
2	10.125	2.5	0.15
3	2.625	2.4	0.15
4	4	2.85	0.15
5	4.75	4	0.15
6	4.125	3.25	0.15
7	4.0625	3	0.15
8	2.5	0.5	0.15
9	1.5	1.75	0.15

En la vivienda de estudio, se pueden observar daños razonables, generados por las fuerzas cortantes actuantes, desplazamientos laterales relativos fuera de lo permisible y asentamientos no considerados, como se muestran a continuación (figura 22, 23 y 23):



Figura 22: vista frontal de la vivienda de estudio, donde se puede observar la fachada.



figura 23: diagonal de tensión presente en el muro #1, por fuerza cortante actuante en su plano, donde podemos observar un orificio que atraviesa el espesor del muro.



figura 24: grieta por pandeo-alabeo horizontal en el muro #5, generada por las fuerzas cortantes actuantes en su plano.

Así mismo, cerca de la vivienda de estudio, existen súper estructuras de dos entresijos desalojadas, al contener un alto número de teorías de falla, como lo son el momento de volteo, pandeo y asentamiento diferencial (figura 25 a 29).



figura 25: vivienda con fallas ante esfuerzos cortantes, en elementos estructurales verticales y horizontales que se encuentran en el frente de la súper estructura



Figura 26: vista cercana de los elementos estructurales verticales con grietas, presentes al fondo y de los elementos de confinamiento observables en la intemperie



Figura 27: vista cercana del elemento estructural horizontal con grietas presente al frente de la vivienda, donde es altamente visible la deformación que se generó.



figura 28: vivienda con fallas ante el pandeo, en elementos estructurales verticales y así mismo podemos observar cómo el desplazamiento lateral relativo está fuera de lo permisible.



figura 29: vivienda con fallas ante el momento de volteo, que generó deformaciones en el sistema de piso y un desplazamiento lateral relativo exagerado, en un elemento estructural vertical ubicado paralelamente al centro de rigidez de la planta.

Cabe aclarar que las fallas anteriormente mostradas, pudieron ser ocasionadas por eventos sísmicos, derrumbes o un conjunto de ambas solicitaciones de cargas accidentales. Pero en la memoria descriptiva y de cálculo que se muestra a continuación consideraremos los eventos sísmicos, como la principal carga accidental actuante en la súper estructura de la vivienda de estudio.

7 RESULTADOS OBTENIDOS

7.1 ANÁLISIS DE CARGAS DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO

Azotea

Peso propio de la losa (10 cm de espesor)	240 kg/m ²
Mortero (2 cm de espesor)	38 kg/m ²
Impermeabilizante	5 kg/m ²
Tinaco de agua potable	32 kg/m ²
Carga adicional	<u>40 kg/m²</u>
CM=	355 kg/m ²

Carga viva máxima 100 kg/m²
Carga de Diseño Gravitacional= 455 kg/m²

Carga viva instantánea 70 kg/m²
Carga de Diseño Sísmico= 425 kg/m²

Muros con funcionamiento estructural

Peso de muro de block hueco de mortero cemento arena de 15 cm, con aplanado de yeso en el interior y aplanado de cemento en el exterior.

Muro de block de concreto	257.2 kg/m ²
Aplanado cemento (2.5 cm de espesor)	85 kg/m ²
Aplanado yeso (2.5 cm de espesor)	<u>50 kg/m²</u>
	392.2 kg/m ²

-Peso por metro línea de muro $392.2 \times 3 = 1177 \text{ kg/m}$

-Longitud total de muros por entrepiso = 21.75 m = 2175 cm

-peso por metro cuadrado de muro estructural = $(1177 (21.75)) / (38.0625) = 672.58 \text{ kg/m}^2$

Muros sin funcionamiento estructural

-Peso por metro lineal de muro con ventana= 643.5 kg/m

-Longitud total de muros con ventana por entrepiso = 3.75 m

-peso por metro cuadrado de muro no estructural = $(643.5 (3.75)) / (38.0625) = 63.4 \text{ kg/m}^2$

Peso de trabe de (25x35) cm² y 7.25 m de longitud = 1522.5 kg

Peso total instantáneo de la edificación: 45712.30 kg= 46.59765 $\frac{\text{kg}(\text{seg}^2)}{\text{cm}}$*

7.2 MEMORIA DESCRIPTIVA DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO

- Vivienda ubicada en Tuxtla Gutiérrez (16.73, -93.067).
- Mampostería confinada a base de block hueco de mortero cemento-arena.
- Uso habitacional (estructura grupo B1).
- La altura del entrepiso es 3 m= h_i .
- La altura total de la vivienda es 3 m.
- El sistema de piso está formado por una losa de concreto reforzado de 0.10 m de espesor.
- Los muros tienen un espesor de 0.15 m= 15 cm.
- El terreno de desplante es suelo tipo III ($q_{adm}= 5 \text{ ton/m}^2$) y se encuentra en zona sísmica C.
- Superficie total en planta= 38.0625 m².
- Factor de comportamiento sísmico = $Q = 2$, porque es una estructura a base de muros de mampostería confinada.
- Factor de sobrerresistencia = $R_o = 2.5$, porque los muros de mampostería confinada, son elementos estructurales verticales con una gran magnitud de rigidez lateral que mitigan los desplazamientos laterales relativos en el entrepiso.
- Factor por redundancia $p=1$, porque en cada dirección de análisis lo conforman 3 estructuras equivalentes a marcos con 2 crujeías.
- Amortiguamiento estructural $\xi=0.06$, al ser una estructura a base de muros de mampostería confinada.
- Para que la vivienda en cuestión se considere como regular ($\alpha=1$) debe cumplir con las 11 condiciones de regularidad establecidas en el manual de obras civiles de la CFE, del año 2015, las cuales se muestran a continuación.

1. La distribución en planta de masas, muros y otros elementos resistentes, es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales. Estos elementos son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Cumple

2. La relación entre la altura y la dimensión menor de la base no es mayor que 2.5.

$$\frac{3}{5.25} = 0.57 < 2.5; \text{ cumple}$$

3. La relación entre largo y ancho de la base no excede de 2.5.

$$\frac{7.25}{5.25} = 1.38 < 2.5; \text{ cumple}$$

4. En planta no se tienen entrantes ni salientes cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la entrante o saliente.

Las salientes no superan el 20% en ambas direcciones de análisis. cumple

5. En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente, lo que deberá justificarse con resultados de análisis de modelos simplificados del sistema de piso a utilizar. Se utilizará una losa maciza de concreto reforzado. cumple

6. No se tienen aberturas en los sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera la abertura. Las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro y el área total de aberturas no excede, en ningún nivel, 20% del área de la planta.

No cuenta con ninguna abertura en planta. cumple

7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% ni menor que 70% del correspondiente al piso inmediato inferior. El último nivel de la construcción está exento de condiciones de peso mínimo.

Cumple

8. Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110% ni menor que 70% de la del piso inmediato inferior. El último piso de la construcción está exento de condiciones de área mínima. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores. Cumple

9. En todos los pisos, todas las columnas están restringidas en dos direcciones ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

Superestructura a base de muros de mampostería confinada. cumple

10. La rigidez y la resistencia al corte de cada entrepiso no excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de esta condición. Cumple

11. En cada entrepiso, la excentricidad torsional calculada estáticamente no excede en más de 10% su dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad torsional.

$CC_x=2.625\text{ m}; CR_x=2.205\text{ m}; e_x=0.42\text{ m} < (0.1 * 5.25\text{ m}). \text{ cumple}$

$CC_y=3.625\text{ m}; CR_y=5.2\text{ m}; e_y=1-1.575\text{ m} > (0.1 * 7.25\text{ m}). \text{ no cumple}$

Como no se cumpla con la condición 11 de regularidad en la dirección de análisis “y”, se elige un valor de $\alpha = 0.8$, en cada dirección de análisis.

Durante el análisis de esta vivienda se utilizarán tres diferentes tipos de espectros de respuestas elásticas, que serán: el obtenido por medio del PRODISIS, el obtenido por medio de la tabla de valores de S_a propuesta anteriormente y el obtenido durante el sismo del día 7 de septiembre del 2017, por medio del acelerograma presente en el Fraccionamiento Colinas del Sur de la ciudad Tuxtla Gutiérrez, Chiapas (figura 30 a 32).

Así mismo, también se utilizarán tres diferentes tipos de espectros de respuesta inelásticas en el análisis de esta vivienda, que serán: el obtenido por medio del PRODISIS, el obtenido por medio de la formula a' propuesta anteriormente y el obtenido durante el sismo del día 7 de septiembre del 2017, por medio del acelerograma presente en el Fraccionamiento Colinas del Sur de la ciudad Tuxtla Gutiérrez, Chiapas (figura 33 a 35).

Espectro de respuesta elástica (PRODISIS)

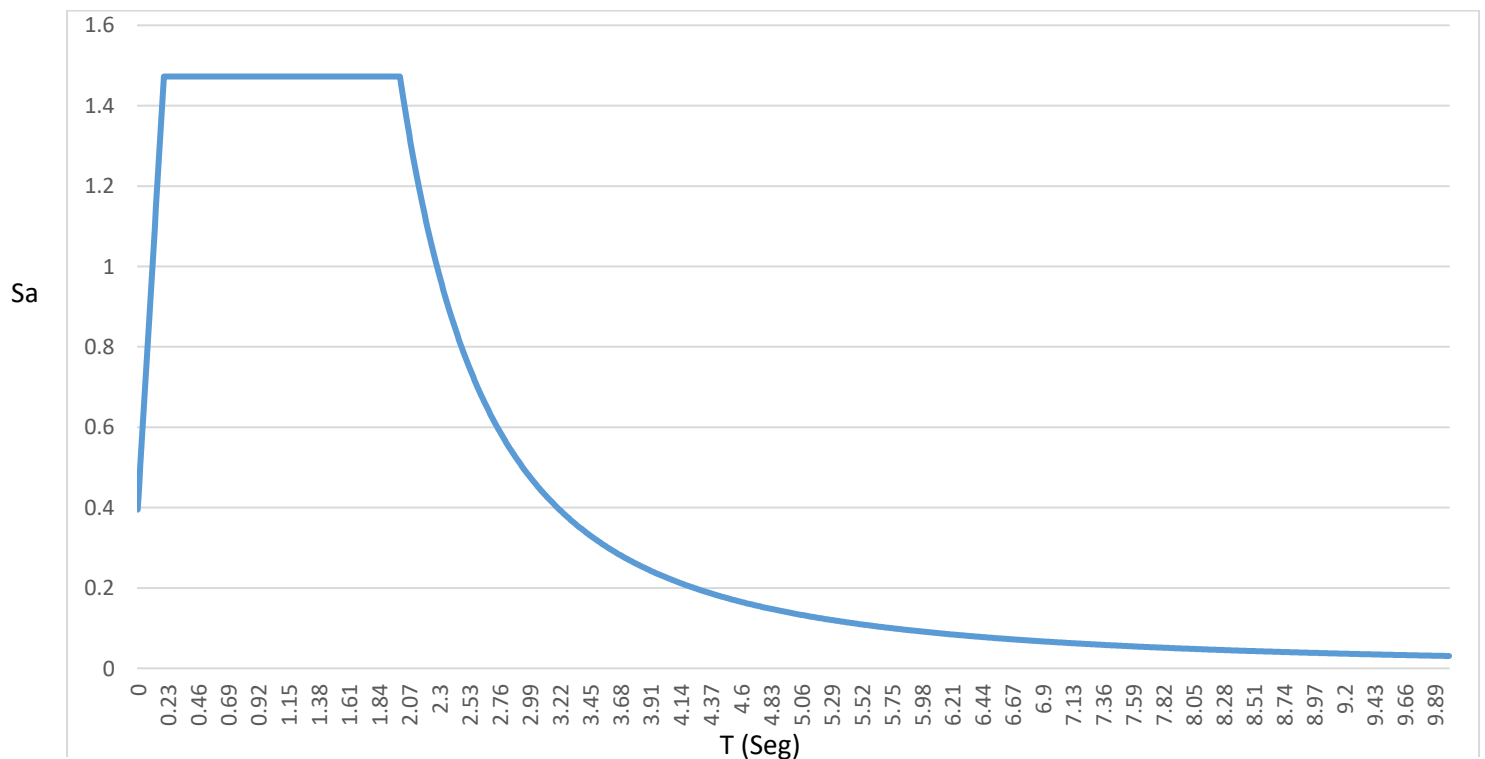


figura 30: CFE, 2015. Espectro de diseño transparente regional de la vivienda de estudio, obtenido en el Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS)

Espectro de respuesta elástica (tabla de valores de S_a propuesta anteriormente)

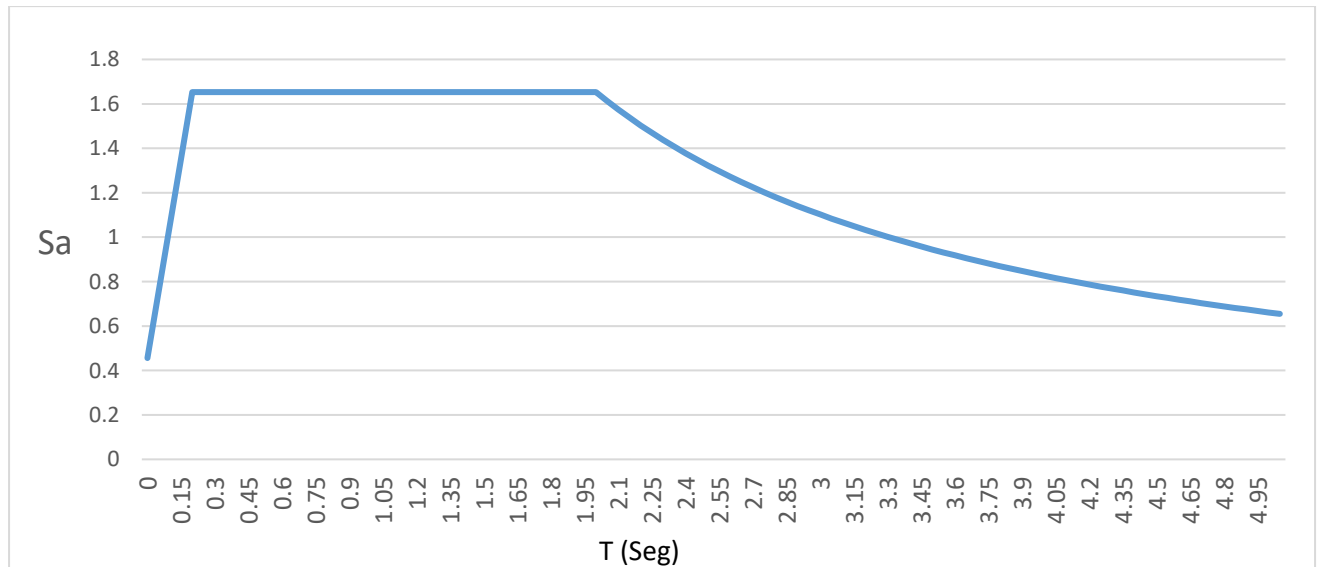


figura 31: Creación propia, 2023. Espectro de respuesta elástica de la vivienda de estudio, obtenido con los valores de S_a , anteriormente propuestos

Espectro de respuesta elástica (sismo del día 7 de septiembre del 2017)

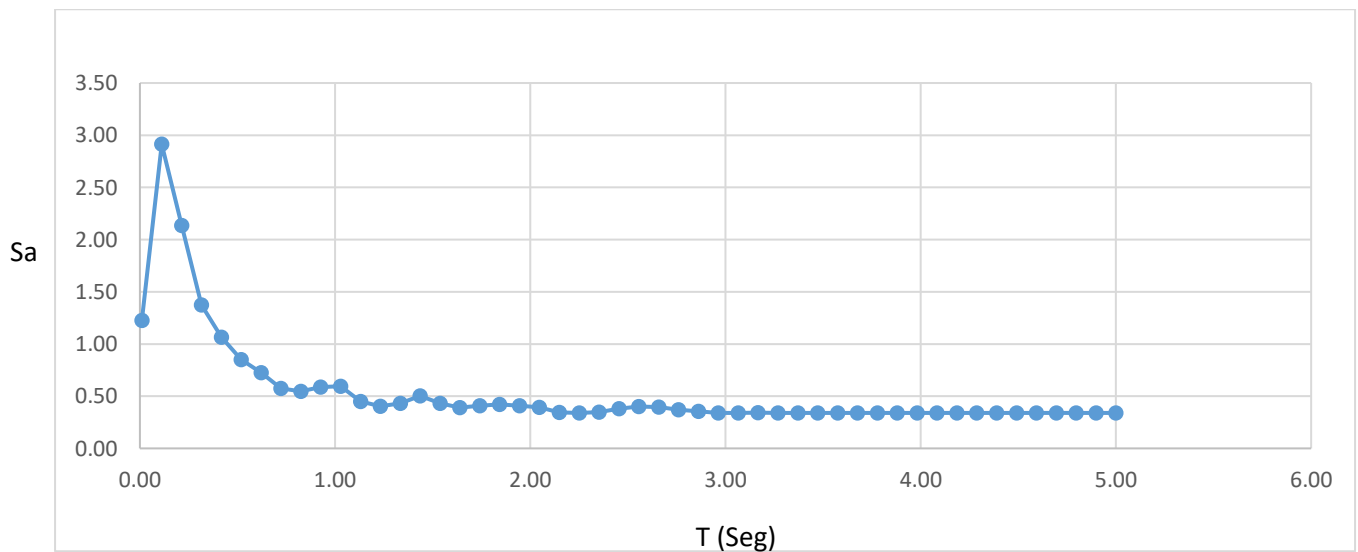


figura 32: UNAM, 2024. Espectro de respuesta elástica de la vivienda de estudio, obtenido con el acelerograma del sismo del día 7 de septiembre del 2017, en el programa Degtra

Espectro de respuesta inelástica (PRODISIS)

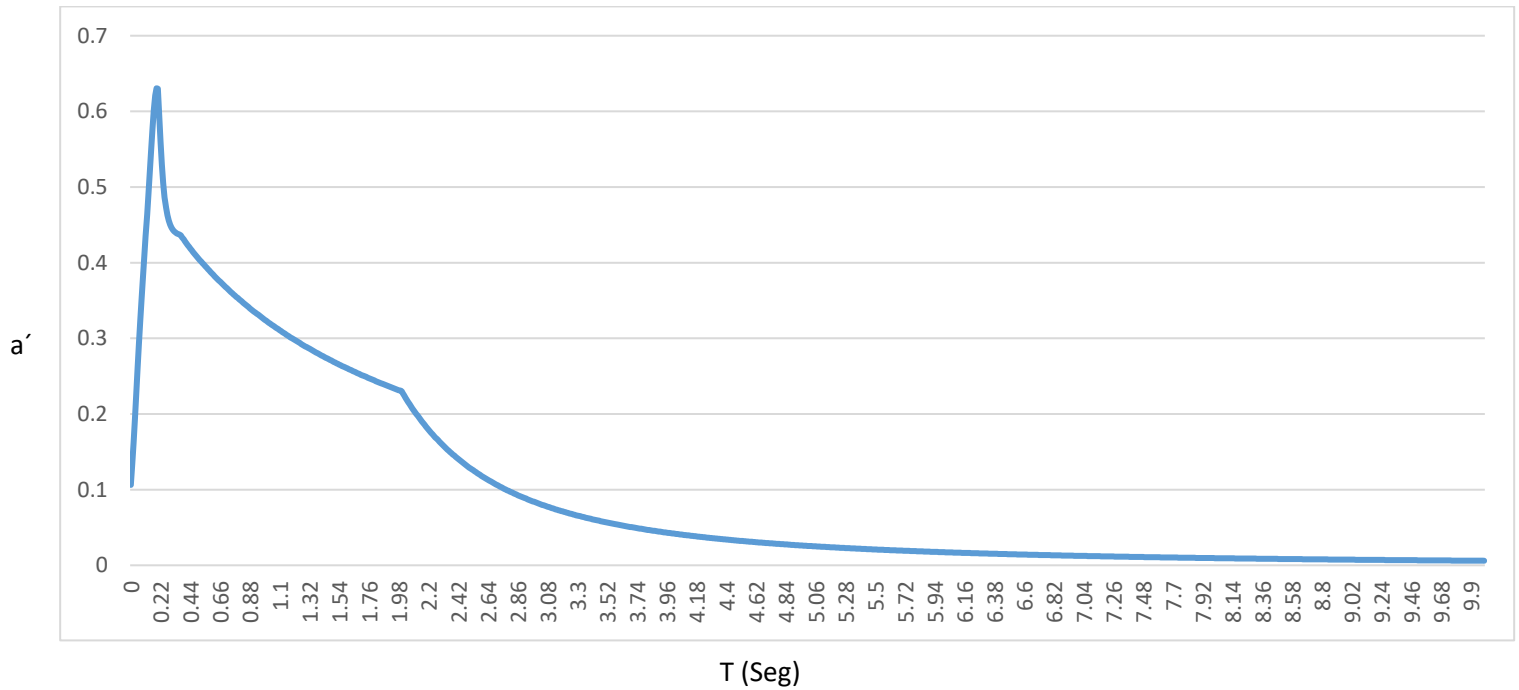


figura 33: CFE, 2015. Espectro de diseño modificado de la vivienda de estudio, obtenido del Programa de Diseño Sísmico (PRODISIS).

Espectro de respuesta inelástica (formula de a' propuesta)

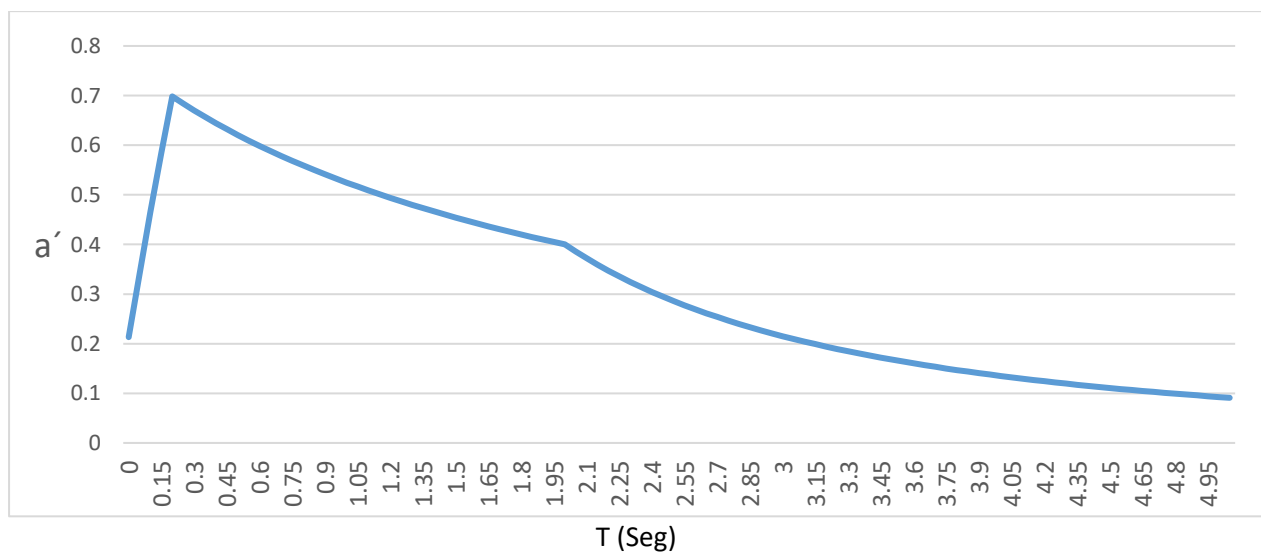


Figura 34: Creación propia, 2023. Espectro de diseño inelástico de la vivienda de estudio, obtenido con la fórmula de a' , anteriormente propuesta

Espectro de respuesta inelástica (sismo del día 7 de septiembre del 2017)

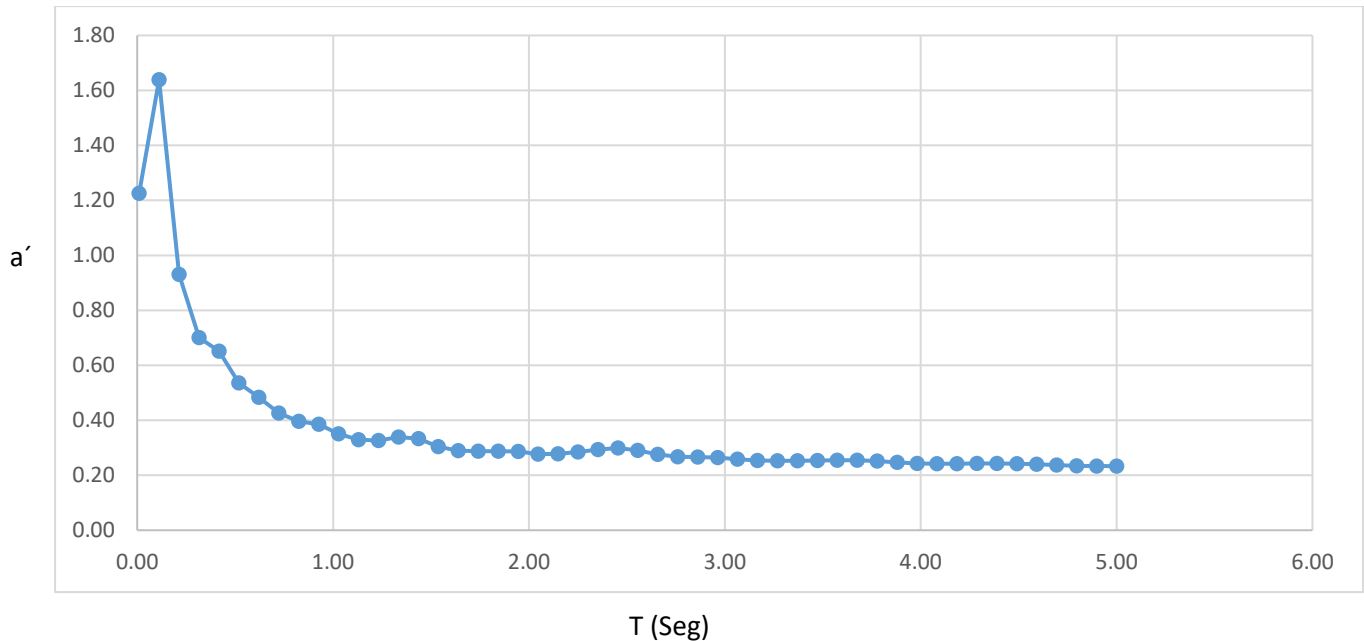


figura 35: UNAM, 2024. Espectro de diseño inelástico de la vivienda de estudio, obtenido con el acelerograma del sismo del día 7 de septiembre del 2017, en el programa Degtra

7.3 EXCENRICIDADES DE DISEÑO POR ENTREPISO EN CADA DIRECCIÓN DE ANÁLISIS DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO

Centro de Cortante en $x = 2.625$ m; Centro de rigidez en $x = 2.205$ m

$e_x = 0.42$ m; $B_x = 5.25$ m

$e_{\text{diseño en } x} = (1.5 * 0.42 \text{ m}) + (0.075 * 5.25 \text{ m}) = 1.02375 \text{ m}$; Se elige esta $e_{\text{diseño en } x}$

$e_{\text{diseño en } x} = (0.42 \text{ m}) - (0.075 * 5.25 \text{ m}) = 0.02626 \text{ m}$

Centro de cortante en $y = 3.625$ m; Centro de rigidez en $y = 5.2$ m

$e_y = -1.575$ m; $B_y = 7.25$ m

$e_{\text{diseño en } y} = (1.5)(-1.575 \text{ m}) + (0.075 * 7.25 \text{ m}) = -1.81875 \text{ m}$

$e_{\text{diseño en } y} = (-1.575 \text{ m}) - (0.075 * 7.25 \text{ m}) = -2.11875 \text{ m}$; Se elige esta $e_{\text{diseño en } y}$

7.4 MEMORIA DE CÁLCULO DE LA VIVIENDA DE ESTUDIO

7.4.1 Rigidez lateral global

La rigidez lateral global por entrepiso de la vivienda de estudio, se calcula con la formula anteriormente propuesta para cada dirección de análisis y así obtener los siguientes valores:

$$K_{n1x} = 13602.71454 \text{ kg/cm} = 1360271.454 \text{ kg/m}$$

$$K_{n1y} = 21419.21387 \text{ kg/cm} = 2141921.387 \text{ kg/m}$$

7.4.2 Periodo fundamental por cada dirección de análisis

Como la superestructura de la vivienda de estudio cuenta solo con un entrepiso, es más conveniente utilizar el método modal espectral para calcular los periodos fundamentales en cada dirección de análisis, como se muestra a continuación:

En dirección x

$$(13602.71454 - \omega^2(46.59765)) = 0$$

$$\omega = \left(\frac{13602.71454}{46.59765} \right)^{1/2} = 17.0856 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

$$T_x = \frac{2(\pi)}{\omega} = \frac{2(3.1416)}{17.0856} = 0.367746 \text{ seg}$$

En dirección y

$$(21419.21387 - \omega^2(46.59765)) = 0$$

$$\omega = \left(\frac{21419.21387}{46.59765} \right)^{1/2} = 21.44 \frac{\text{rad}}{\text{seg}}$$

$$T_y = \frac{2(\pi)}{\omega} = \frac{2(3.1416)}{21.44} = 0.29305 \text{ seg}$$

Tabla 8

Elaboración propia, 2024. Valores de S_a y a' , que tiene la estructura, en función del periodo fundamental de cada dirección de análisis, utilizando diferentes tipos de espectros de pseudo aceleraciones.

Si $T_x=0.367746$ seg		
	S_a	a'
PRODISIS	1.473766	0.43782
Valores y fórmula propuestas	1.653	0.652567
Sismo del 7 de septiembre del 2017	1.287	0.685

Si $T_y= 0.29305$ seg		
	S_a	a'
PRODISIS	1.473766	0.450432
Valores y fórmula propuestas	1.653	0.672105
Sismo del 7 de septiembre del 2017	1.5662	0.75635

7.4.3 Cálculo de la cortante basal de traslación de la vivienda de estudio, en cada dirección de análisis

Al ser una súper estructura que cuenta con solo un entrepiso, la fuerza cortante de traslación actuante en ese entrepiso es igual a la cortante basal de traslación de la vivienda, por ende, utilizaremos la fórmula que se muestra a continuación para obtener la cortante basal de traslación de la vivienda de estudio, en función de sus respectivas aceleraciones de los diferentes espectros de respuestas inelásticas que se mostraron anteriormente.

$$V_{basal} = (a') * (\text{peso total instantaneo de la edificacion})$$

PRODISIS:

$$V_{1x}=V_{basal\ x} = 0.43782 (45712.30\ kg) = 20013.76\ kg; \delta_{1x} = 1.47\ cm; \Delta_{1x} = 4.95\ cm$$

$$V_{1y}=V_{basal\ y} = 0.450432 (45712.30\ kg) = 20590.28\ kg; \delta_{1y} = 0.9613\ cm; \Delta_{1y} = 3.145\ cm$$

Valores de S_a y fórmula a' propuestas:

$$V_{1x}=V_{\text{basal } x} = 0.6536 (45712.30 \text{ kg}) = 29877.56 \text{ kg}; \delta_{1x} = 2.20 \text{ cm}; \Delta_{1x} = 5.5727 \text{ cm}$$

$$V_{1y}=V_{\text{basal } y} = 0.6721 (45712.30 \text{ kg}) = 30724.47 \text{ kg}; \delta_{1y} = 1.44 \text{ cm}; \Delta_{1y} = 3.5416 \text{ cm}$$

Sismo del 7 de septiembre del 2017:

$$V_{1x}=V_{\text{basal } x} = 0.685 (45712.30 \text{ kg}) = 31312.93 \text{ kg}; \delta_{1x} = 2.302 \text{ cm}; \Delta_{1x} = 4.325 \text{ cm}$$

$$V_{1y}=V_{\text{basal } y} = 0.75635 (45712.30 \text{ kg}) = 34574.5 \text{ kg}; \delta_{1y} = 1.6142 \text{ cm}; \Delta_{1y} = 3.3425 \text{ cm}$$

Si calculamos la distorsión elástica de entrepiso sin considerar los efectos de torsión, en dirección de análisis “y” de la vivienda, utilizando los valores de S_a y a' del PRODISIS, podemos observar que aun siendo la distorsión de entrepiso elástico con menor magnitud, esta supera el límite permisible de 0.006, para seguridad contra el colapso en súper estructuras a base de muros de mampostería confinada, establecidas en el manual de obras civiles de la CFE (2015), como se muestra a continuación:

$$\text{Distorsión elástica de entrepiso} = \frac{\Delta_{1y}}{\text{altura del entrepiso}} = \frac{3.145 \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 0.0104833 > 0.006; \text{ no pasa}$$

De esta manera podemos observar cómo en algún punto de la vida útil de la vivienda, en esta iba ocurrir algún tipo de teoría de falla en sus diferentes resistencias.

Se analizan los elementos estructurales verticales de la súper estructura con mayor esfuerzo axial, utilizando los valores de S_a y a' del PRODISIS.

$$V_{1x}=V_{\text{basal } x} = 0.43782 (45712.30 \text{ kg}) = 20013.76 \text{ kg}; \delta_{1x} = 1.47 \text{ cm}; \Delta_{1x} = 4.95 \text{ cm}$$

$$V_{1y}=V_{\text{basal } y} = 0.450432 (45712.30 \text{ kg}) = 20590.28 \text{ kg}; \delta_{1y} = 0.9613 \text{ cm}; \Delta_{1y} = 3.145 \text{ cm}$$

Para conocer en qué elementos estructurales verticales (muros) actúan la mayor magnitud de esfuerzo axial, se divide el área tributaria que actúa en el muro entre la longitud del muro, ya que el espesor de los muros es constante y se eligen los resultados de la división que tengan la mayor magnitud (tabla 9).

Tabla 9

Elaboración propia. Verificación del muro de mampostería confinada con la mayor magnitud de esfuerzo axial actuante.

Muro	Área tributaria (m ²)	Longitud del muro (m)	Espesor (m)	<i>area tributaria longitud del muro</i>
1	4.375	1.5	0.15	2.9166
2	10.125	2.5	0.15	4.05
3	2.625	2.4	0.15	1.09375
4	4	2.85	0.15	1.4035
5	4.75	4	0.15	1.1875
6	4.125	3.25	0.15	1.27
7	4.0625	3	0.15	1.35416
8	2.5	0.5	0.15	5
9	1.5	1.75	0.15	0.8571

Se observa que los muros 1 y 8, son los muros que tiene la mayor magnitud de esfuerzo axial y la menor magnitud de inercia gruesa, por eso mismo analizaremos todas sus resistencias de diseño, pero primero debemos calcular las fuerzas cortantes de diseño actuante en cada entrepiso por cada dirección de análisis (V_{dixy}).

7.4.4 Fuerzas cortantes de diseño actuante por entrepiso (Vdixy) y distorsiones por entrepiso elásticas en cada dirección de análisis de la vivienda de estudio (prodisis).

$$M_{t1 \text{ en } x} = (20013.76 \text{ kg}) * (-2.11875 \text{ m}) = -42404.154 \text{ kg} - m$$

$$M_{t1 \text{ en } y} = (20590.28 \text{ kg}) * (1.02375 \text{ m}) = 21079.3 \text{ kg} - m$$

$$V_{t1x} = \left| \frac{(-42404.154 \text{ kg} - m) * (1360271.45 \text{ kg/m}) * (5.2 \text{ m})}{((1360271.45 \text{ kg/m}) * (5.2 \text{ m})^2) + ((2141921.38 \text{ kg/m}) * (2.205 \text{ m})^2)} \right| = 6355.42 \text{ kg}$$

$$V_{t1y} = \left| \frac{(21079.3 \text{ kg} - m) * (2141921.38 \text{ kg/m}) * (2.205 \text{ m})}{((1360271.45 \text{ kg/m}) * (5.2 \text{ m})^2) + ((2141921.38 \text{ kg/m}) * (2.205 \text{ m})^2)} \right| = 2116.572 \text{ kg}$$

$$V_1 \text{ con efectos de torsion en } x = (20013.76 \text{ kg}) + (6355.42 \text{ kg}) + 0.3 (2116.572 \text{ kg})$$

$$V_1 \text{ con efectos de torsion en } x = 27004.1516 \text{ kg}$$

$$V_1 \text{ con efectos de torsion en } y = (21079.3 \text{ kg}) + (2116.572 \text{ kg}) + 0.3 (6355.42 \text{ kg})$$

$$V_1 \text{ con efectos de torsion en } y = 25102.5 \text{ kg}$$

$$V_{d1xy} = \sqrt{(27004.1516 \text{ kg})^2 + (25102.5 \text{ kg})^2} = 36869.5 \text{ kg}$$

$$\Delta_{x1} = \frac{36869.5 \text{ kg}}{13602.71 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}} * \left(\frac{1.473766}{0.43782} \right) = 9.1248 \text{ cm}; \frac{\Delta_{x1}}{h_i} = \frac{9.1248 \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 0.0304 > 0.006$$

$$\Delta_{y1} = \frac{36869.5 \text{ kg}}{21419.21387 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}} * \left(\frac{1.473766}{0.450432} \right) = 5.6326 \text{ cm}; \frac{\Delta_{y1}}{h_i} = \frac{5.6326 \text{ cm}}{300 \text{ cm}} = 0.01877 > 0.006$$

Se puede observar cómo en las dos direcciones de análisis de la vivienda de estudio, la distorsión elástica de entrepiso supera el valor de 0.006, lo que significa que no existe seguridad contra el colapso en su súper estructura.

7.4.5 Cálculo de los elementos mecánicos de diseño actuantes en el muro #1 de la vivienda de estudio

Muro #1; presente en el eje 6 de B-D; Elemento estructural de esquina-central

$L = 1.5 \text{ m} = 150 \text{ cm}$; $t = \text{espesor} = 15 \text{ cm}$; Área tributaria = 4.375 m^2 ; $h_i = 3 \text{ m}$

$L_x = -1.75 \text{ m}$; $L_y = -4 \text{ m}$; muro paralelo a la dirección de análisis "x"

$E * I_{\text{agrietada}}$ del muro #1 en dirección x = $26320495605 \text{ kg-cm}^2$

$E * I_{\text{agrietada}}$ del muro #1 en dirección y = $110742187.5 \text{ kg-cm}^2$

$E * A$ del muro #1 = 11812500 kg

7.4.5.1 Elementos mecánicos por solicitaciones de cargas gravitacionales

$P_g = (4.375 \text{ m}^2) (1200.98 \text{ kg/m}^2) (1) = 5254.2875 \text{ kg}$

$v_{gx} = | (5254.2875 \text{ kg} / 3 \text{ m}) (-1.75 \text{ m} / 12) | = 255.4167 \text{ kg}$

M_{gx} del extremo inferior del muro = $(5254.2875 \text{ kg}) (-1.75 \text{ m} / 36) = -255.4167 \text{ kg-m}$

M_{gx} del extremo superior del muro = $(-5254.2875 \text{ kg}) (-1.75 \text{ m} / 18) = 510.8335 \text{ kg-m}$

$v_{gy} = | (5254.2875 \text{ kg} / 3 \text{ m}) (-4 \text{ m} / 12) | = 583.81 \text{ kg}$

M_{gy} del extremo inferior del muro = $(5254.2875 \text{ kg}) (-4 \text{ m} / 36) = -583.81 \text{ kg-m}$

M_{gy} del extremo superior del muro = $(-5254.2875 \text{ kg}) (-4 / 18) = 1167.62 \text{ kg-m}$

7.4.5.2 Elementos Mecánicos por solicitaciones de cargas sísmicas usando el método sísmico estático

$\Sigma (EI_{agrietada})$ De los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en dirección x = 163232574462.891 kg-cm²

$\Sigma (EI_{agrietada})$ De los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en dirección y=257030566406.25 kg-cm²

$$v_{sx} = \frac{26320495605}{163232574462.891} * (36869.5 \text{ kg}) = 5945.73 \text{ kg}$$

$$v_{sy} = \frac{110742187.5}{257030566406.25} * (36869.5 \text{ kg}) = 15.887 \text{ kg}$$

$$M_{sx} \text{ del extremo inferior del muro} = \left(\frac{2}{3}\right) * (3 \text{ m}) * (5945.73 \text{ kg}) = 11891.46 \text{ kg} - m$$

$$M_{sx} \text{ del extremo superior del muro} = \left(\frac{-3m}{3}\right) * (5945.73 \text{ kg}) = -5945.73 \text{ kg} - m$$

$$M_{sy} \text{ del extremo inferior del muro} = \left(\frac{2}{3}\right) * (3 \text{ m}) * (15.887 \text{ kg}) = 31.78 \text{ kg} - m$$

$$M_{sy} \text{ del extremo superior del muro} = \left(\frac{-3m}{3}\right) * (15.887 \text{ kg}) = -15.89 \text{ kg} - m$$

$$M_{V1 \text{ en } x} = (36869.5 \text{ kg}) * (3 \text{ m}) = 110621.44 \text{ kg-m}$$

$$M_{V1 \text{ en } y} = (36869.5 \text{ kg}) * (3 \text{ m}) = 110621.44 \text{ kg-m}$$

Centro de rigidez en x = 2.205 m

Centro de rigidez en y = 5.2 m

$\Sigma (EA)$ de los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso = 171281250 kg

$$P_{sx} = \frac{11812500}{171281250} * \left(\frac{110621.44 \text{ kg-m}}{2.205 \text{ m}}\right) = 3459.9 \text{ kg}$$

$$P_{sy} = \frac{11812500}{171281250} * \left(\frac{110621.44 \text{ kg-m}}{5.2 \text{ m}}\right) = 1467.13 \text{ kg}$$

7.4.5.3 Elementos Mecánicos de diseño actuantes usando las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático

$$P_u = 1.1 (5254.2875 \text{ kg} + 3459.9 \text{ kg} + 1467.13 \text{ kg}) = 11199.45 \text{ kg}$$

$$v_{ux} = 1.1 (255.4167 + 5945.73) \text{ kg} = 6821.2614 \text{ kg}$$

$$M_{ux} \text{ del extremo inferior del muro} = 1.1 (-255.42 + 11891.46) \text{ kg-m} = 12799.64 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} \text{ del extremo superior del muro} = 1.1 (510.84 - 5945.73) \text{ kg-m} = - 5978.38 \text{ kg-m}$$

$$v_{uy} = 1.1 (583.81 + 15.887) \text{ kg} = 659.67 \text{ kg}$$

$$M_{uy} \text{ del extremo inferior del muro} = 1.1 (-583.81 + 31.78) \text{ kg-m} = - 607.23 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} \text{ del extremo superior del muro} = 1.1 (1167.62 - 15.89) \text{ kg-m} = 1266.90 \text{ kg-m}$$

$$v_{uxy} = 6853 \text{ kg}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo inferior del muro} = 12814 \text{ kg-m}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo superior del muro} = 6111.14 \text{ kg-m}$$

7.4.5.4 Elementos Mecánicos por solicitaciones de cargas sísmicas usando la metodología anteriormente propuesta

$$v_{sx} = (0.43782) (5254.2875 \text{ kg}) = 2300.432153 \text{ kg}$$

$$v_{sy} = (0.450432) (5254.2875 \text{ kg}) = 2366.7 \text{ kg}$$

$$M_{sx} \text{ del extremo inferior del muro} = (2300.432153 \text{ kg}) (2/3) (3 \text{ m}) = 4600.864 \text{ kg-m}$$

$$M_{sx} \text{ del extremo superior del muro} = (-2300.432153 \text{ kg}) (1/3) (3 \text{ m}) = - 2300.432153 \text{ kg-m}$$

$$M_{sy} \text{ del extremo inferior del muro} = (2366.7 \text{ kg}) (2/3) (3 \text{ m}) = 4733.4 \text{ kg-m}$$

$$M_{sy} \text{ del extremo superior del muro} = (-2366.7 \text{ kg}) (1/3) (3 \text{ m}) = - 2366.7 \text{ kg-m}$$

$$P_{sx} = (4600.864 \text{ kg-m}) / ((0.75) (3 \text{ m})) = 2044.8284 \text{ kg}$$

$$P_{sy} = (4733.4 \text{ kg-m}) / ((0.75) (3 \text{ m})) = 2103.733 \text{ kg}$$

7.4.5.5 Elementos Mecánicos de diseño actuantes usando las solicitaciones de cargas sísmicas de la metodología anteriormente propuesta.

$$P_u = 1.1 (5254.2875 + 2044.8284 + 2103.733) \text{ kg} = 10343.1338 \text{ kg}$$

$$v_{ux} = 1.1 (255.42 + 2300.432153) \text{ kg} = 2811.437368 \text{ kg}$$

$$M_{ux} \text{ del extremo inferior del muro} = 1.1 (-255.42 + 4600.864) \text{ kg-m} = 4780 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} \text{ del extremo superior del muro} = 1.1 (510.84 - 2300.432153) \text{ kg-m} = - 1968.55 \text{ kg-m}$$

$$v_{uy} = 1.1 (583.81 + 2366.7) \text{ kg} = 3245.56 \text{ kg}$$

$$M_{uy} \text{ del extremo inferior del muro} = 1.1 (-583.81 + 4733.4) \text{ kg-m} = 4564.55 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} \text{ del extremo superior del muro} = 1.1 (1167.82 - 2366.7) \text{ kg-m} = - 1318.768 \text{ kg-m}$$

$$v_{uxy} = 4291.66 \text{ kg}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo inferior del muro} = 6609.35 \text{ kg-m}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo superior del muro} = 2369.46 \text{ kg-m}$$

Como se puede observar, los elementos mecánicos de diseño actuantes usando las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático, superan en gran magnitud a los elementos mecánicos de diseño actuantes usando las solicitaciones de cargas sísmicas de la metodología anteriormente propuesta, lo cual es correcto porque las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático, ya considera los efectos de torsión y momentos de volteo actuantes en el entrepiso.

7.4.6 Resistencias de diseño del muro #1 de la vivienda de estudio

7.4.6.1 Resistencia a la compresión axial

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y)$$

$$P_R = (0.6)(0.45)(15(2250) + 4200(5.68)) = 15553.62 \text{ kg}$$

Donde:

F_R = Factor reductor de resistencia axial = 0.6

F_E = factor reductor por esbeltez

$$F_E = 0.45$$

$$A_T = (150) * (15) = 2250 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \text{ castillos, cada castillo con 4 varillas del \#3} = 5.68 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_m = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = (350) * (F'_m) = 5250 \text{ kg/cm}^2$$

$P_u = 11199.45 \text{ kg}$; $P_R > P_u$; la sección transversal del muro, logra soportar la fuerza axial de diseño actuante en él, al considerar las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático.

7.4.6.2 Resistencia a la fuerza cortante en el plano del muro #1

$$V_{Rx} = (0.5 (2) + 0.3 (2.335238)) * (15) * (150) * (0.444) * (0.75) = 1274.253121 \text{ kg}$$

$$v'_m = \text{resistencia de diseño de cortante de la mampostería} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R = \text{Factor reductor de resistencia lateral} = 0.75$$

$$\sigma = \frac{(5254.2875 \text{ kg})}{(15 \text{ cm}) * (150 \text{ cm})} = 2.335238 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{AE} = \text{Factor de área efectiva ante la esbeltez} = \left(\frac{1.33 (150 \text{ cm})}{300 \text{ cm}} \right)^2 = 0.44422$$

$v_{uxy} = \sqrt{(v_{ux})^2 + (v_{uy})^2} = 6853 \text{ kg}$; $v_R < v_{uxy}$; la sección transversal del muro, no logra soportar la fuerza cortante resultante de diseño actuante en él, al considerar las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático.

7.4.6.3 Resistencia a la flexión en el plano del muro #1

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

$$M_o = A_s f_y d' \text{ resistencia nominal a flexión pura del muro;}$$

$$F_R \text{ se tomará igual a } 0.8, \text{ si } P_u \leq P_R/3 \text{ e igual a } 0.6 \text{ en caso contrario.}$$

$$M_o = (2.84 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (135 \text{ cm}) = 1610280 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = (1.5 (0.6) (1610280 \text{ kg-cm}) + 0.15 (15553.62 \text{ kg}) (142.5 \text{ cm})) (1 - 0.72) = 498879 \text{ kg-cm}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo inferior del muro} = \sqrt{(M_{ux})^2 + (M_{uy})^2} = 12814 \text{ kg-m} = 1281400 \text{ kg-cm}$$

$M_R < M_{uxy}$; la sección transversal del muro, no logra soportar el momento flexionante resultante de diseño actuante en él, al considerar las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático.

7.4.7 Cálculo de los elementos mecánicos de diseño actuantes en el muro #8 de la vivienda de estudio

Muro #8; presente en el eje F de 3-4; Elemento estructural de esquina-central

$L = 0.5 \text{ m} = 50 \text{ cm}$; $t = \text{espesor} = 15 \text{ cm}$; Área tributaria = 2.5 m^2 ; $h_i = 3 \text{ m}$

$L_x = 2.25 \text{ m}$; $L_y = 0.625 \text{ m}$; muro paralelo a la dirección de análisis “y”

$EI_{\text{agrietada}}$ del muro #8 en dirección x = $36914062.5 \text{ kg-cm}^2$

$EI_{\text{agrietada}}$ del muro #8 en dirección y = $10253906250 \text{ kg-cm}^2$

$E * A$ del muro #8 = 3937500 kg

7.4.7.1 Elementos mecánicos por solicitaciones de cargas gravitacionales

$P_g = (2.5 \text{ m}^2) (1161 \text{ kg/m}^2) (1) = 3002.45 \text{ kg}$

$v_{gx} = | (3002.45 \text{ kg} / 3 \text{ m}) (2.25 \text{ m} / 12) | = 187.65 \text{ kg}$

M_{gx} del extremo inferior del muro = $(3002.45 \text{ kg}) (2.25 \text{ m} / 36) = 187.65 \text{ kg-m}$

M_{gx} del extremo superior del muro = $(-3002.45 \text{ kg}) (2.25 \text{ m} / 18) = -375.30625 \text{ kg-m}$

$v_{gy} = | (3002.45 \text{ kg} / 3 \text{ m}) (0.625 \text{ m} / 12) | = 52.12586 \text{ kg}$

M_{gy} del extremo inferior del muro = $(3002.45 \text{ kg}) (0.625 \text{ m} / 36) = 52.12586 \text{ kg-m}$

M_{gy} del extremo superior del muro = $(-3002.45 \text{ kg}) (0.625 \text{ m} / 18) = -104.2517 \text{ kg-m}$

7.4.7.2 Elementos Mecánicos por solicitaciones de cargas sísmicas usando el método sísmico estático

$\Sigma (EI_{agrietada})$ De los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en dirección x = 163232574462.891 kg-cm²

$\Sigma (EI_{agrietada})$ De los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso en dirección y = 257030566406.25 kg-cm²

$$v_{sx} = \frac{36914062.5}{163232574462.891} * (36869.5 \text{ kg}) = 8.34 \text{ kg}$$

$$v_{sy} = \frac{10253906250}{257030566406.25} * (36869.5 \text{ kg}) = 1470.86 \text{ kg}$$

$$M_{sx} \text{ del extremo inferior del muro} = \left(\frac{2}{3}\right) * (3 \text{ m}) * (8.34 \text{ kg}) = 16.68 \text{ kg} - m$$

$$M_{sx} \text{ del extremo superior del muro} = \left(\frac{-3 \text{ m}}{3}\right) * (8.34 \text{ kg}) = - 8.34 \text{ kg} - m$$

$$M_{sy} \text{ del extremo inferior del muro} = \left(\frac{2}{3}\right) * (3 \text{ m}) * (1470.86 \text{ kg}) = 2941.72 \text{ kg} - m$$

$$M_{sy} \text{ del extremo superior del muro} = \left(\frac{-3 \text{ m}}{3}\right) * (1470.86 \text{ kg}) = - 1470.86 \text{ kg} - m$$

$$M_{V1 \text{ en } x} = (36869.5 \text{ kg}) * (3 \text{ m}) = 110605.5 \text{ kg-m}$$

$$M_{V1 \text{ en } y} = (36869.5 \text{ kg}) * (3 \text{ m}) = 110605.5 \text{ kg-m}$$

$$\text{Centro de rigidez en } x = 2.205 \text{ m}$$

$$\text{Centro de rigidez en } y = 5.2 \text{ m}$$

$$\Sigma (EA) \text{ de los elementos estructurales verticales presentes en el entrepiso} = 171281250 \text{ kg}$$

$$P_{sx} = \frac{3937500}{171281250} * \left(\frac{110605.5 \text{ kg-m}}{2.205 \text{ m}}\right) = 1153.1316 \text{ kg}$$

$$P_{sy} = \frac{3937500}{171281250} * \left(\frac{110605.5 \text{ kg-m}}{5.2 \text{ m}}\right) = 488.972 \text{ kg}$$

7.4.7.3 Elementos Mecánicos de diseño actuantes usando las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático

$$P_U = 1.1 (3002.45 + 1153.1316 + 488.972) \text{ kg} = 5108.514 \text{ kg}$$

$$v_{ux} = 1.1 (187.65 + 8.34) \text{ kg} = 215.59 \text{ kg}$$

$$M_{ux} \text{ del extremo inferior del muro} = 1.1 (187.65 + 16.68) \text{ kg-m} = 224.76 \text{ kg-m}$$

$$M_{ux} \text{ del extremo superior del muro} = 1.1 (-375.3 - 8.34) \text{ kg-m} = - 422 \text{ kg-m}$$

$$v_{uy} = 1.1 (52.12586 + 1470.86) \text{ kg} = 1675.28 \text{ kg}$$

$$M_{uy} \text{ del extremo inferior del muro} = 1.1 (52.12586 + 2941.72) \text{ kg-m} = 3293.23 \text{ kg-m}$$

$$M_{uy} \text{ del extremo superior del muro} = 1.1 (-104.26 - 1470.86) \text{ kg-m} = - 1503.26 \text{ kg-m}$$

$$v_{uxy} = 1689.1 \text{ kg}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo inferior del muro} = 3300.9 \text{ kg-m}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo superior del muro} = 1561.37 \text{ kg-m}$$

7.4.8 Resistencias de diseño del muro #8 de la vivienda de estudio

7.4.8.1 Resistencia a la compresión axial

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \sum A_s f_y)$$

$$P_R = (0.6)(0.45)(15(750) + 4200(2.84)) = 6258 \text{ kg}$$

Donde:

F_R = Factor reductor de resistencia axial = 0.6

F_E = factor reductor por esbeltez

$$F_E = 0.45$$

$$A_T = (150) * (15) = 750 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 1 \text{ castillo con 4 varillas del \#3} = 2.84 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_m = 15 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_m = (350) * (F'_m) = 5250 \text{ kg/cm}^2$$

$P_u = 5108.514 \text{ kg}$; $P_R > P_u$; la sección transversal del muro, logra soportar la fuerza axial de diseño actuante en él, al considerar las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático.

7.4.8.2 Resistencia a la fuerza cortante en el plano del muro #8

$$V_{Rx} = (0.5 (2) + 0.3 (4)) * (15) * (50) * (0.049) * (0.75) = 60.6375 \text{ kg}$$

$$v'_m = \text{resistencia de diseño de cortante de la mampostería} = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R = \text{Factor reductor de resistencia lateral} = 0.75$$

$$\sigma = \frac{(3002.45 \text{ kg})}{(15 \text{ cm}) * (50 \text{ cm})} = 4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{AE} = \text{Factor de área efectiva ante la esbeltez} = \left(\frac{1.33 (50 \text{ cm})}{300 \text{ cm}} \right)^2 = 0.049$$

$v_{uxy} = \sqrt{(v_{ux})^2 + (v_{uy})^2} = 1689.1 \text{ kg}$; $v_R < v_{uxy}$; la sección transversal del muro, no logra soportar la fuerza cortante de diseño actuante en él, al considerar las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático.

7.4.8.3 Resistencia a la flexión en el plano del muro #8

$$M_R = (1.5 F_R M_o + 0.15 P_R d) \times \left(1 - \frac{P_u}{P_R} \right) \text{ si } P_u > \frac{P_R}{3}$$

$$M_o = A_s f_y d' \text{ resistencia nominal a flexión pura del muro;}$$

$$F_R \text{ se tomará igual a } 0.8, \text{ si } P_u \leq P_R/3 \text{ e igual a } 0.6 \text{ en caso contrario.}$$

$$M_o = (2.84 \text{ cm}^2) (4200 \text{ kg/cm}^2) (42.5 \text{ cm}) = 506940 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = (1.5 (0.6) (506940 \text{ kg-cm}) + 0.15 (6258 \text{ kg}) (42.5 \text{ cm})) (1 - 0.816317) = 91132.62138 \text{ kg-cm}$$

$$M_{uxy} \text{ del extremo inferior del muro} = \sqrt{(M_{ux})^2 + (M_{uy})^2} = 3300.9 \text{ kg-m} = 330090 \text{ kg-cm}$$

$M_R < M_{uxy}$; la sección transversal del muro, no logra soportar el momento flexionante de diseño actuante en él, al considerar las solicitaciones de cargas sísmicas del método sísmico estático.

7.4.9 Cálculo de los elementos mecánicos de diseño actuantes en las trabes presentes a lo largo del eje D de la vivienda de estudio

7.4.9.1 Trabe #1 en eje D de 6-4; L= 4 m; trabe paralela a la dirección de análisis “y”

$$\text{Área tributaria} = 6.337 \text{ m}^2; W_{m2} = 528.4 \text{ kg} / \text{m}^2$$

$$W_m = ((1) (528.4 \text{ kg/m}^2) (6.337 \text{ m}^2)) / (4 \text{ m}) = 832.365 \text{ kg/m}$$

7.4.9.1.1 Elementos Mecánicos por solicitaciones de cargas gravitacionales

$$v_g = ((832.365 \text{ kg/m}) * (4 \text{ m})) / (2) = 1664.73 \text{ kg}$$

$$M_g = ((-832.365 \text{ kg/m}) * (4 \text{ m})^2) / (10) = -1331.8 \text{ kg-m}$$

$$M_{gc} = ((832.365 \text{ kg/m}) * (4 \text{ m})^2) / (20) = 665.9 \text{ kg-m}$$

7.4.9.1.2 Elementos Mecánicos por solicitaciones de cargas sísmicas

$$M_s = (0.375 * (-4 \text{ m})) * (832.365 \text{ kg/m}) * (0.450432) * (3 \text{ m}) = -1687.16 \text{ kg-m}$$

$$M_{sc} = (0.375 * (4 \text{ m})) * (832.365 \text{ kg/m}) * (0.450432) * (3 \text{ m}) = 1687.16 \text{ kg-m}$$

$$v_s = | (2 * (-1687.16 \text{ kg-m})) / (4 \text{ m}) | = 843.6 \text{ kg}$$

7.4.9.1.3 Elementos Mecánicos De Diseño

$$M_u = 1.1 (-1331.8 \text{ kg-m} - 1687.16 \text{ kg-m}) = -3320.86 \text{ kg-m}$$

$$M_{uc} = 1.1 (665.9 \text{ kg-m} + 1687.16 \text{ kg-m}) = 2588.37 \text{ kg-m}$$

$$v_u = 1.1 (1664.73 \text{ kg} + 843.6 \text{ kg}) = 2760 \text{ kg}$$

7.4.9.2 Trabe #2 en eje D de 4-1; L= 3.25 m; trabe paralela a la dirección de análisis “y”

$$\text{Área tributaria} = 4.72 \text{ m}^2; W_{m2} = 528.4 \text{ kg / m}^2$$

$$W_m = ((1) (528.4 \text{ kg/m}^2) (4.72 \text{ m}^2)) / (3.25 \text{ m}) = 767.4 \text{ kg/m}$$

7.4.9.2.1 Elementos Mecánicos por solicitaciones de cargas gravitacionales

$$v_g = ((818 \text{ kg/m}) * (3.25 \text{ m})) / (2) = 1247 \text{ kg}$$

$$M_g = ((-767.4 \text{ kg/m}) * (3.25 \text{ m})^2) / (10) = - 810.57 \text{ kg-m}$$

$$M_{gc} = ((767.4 \text{ kg/m}) * (3.25 \text{ m})^2) / (20) = 405.285 \text{ kg-m}$$

7.4.9.2.2 Elementos Mecánicos por solicitaciones de cargas sísmicas

$$M_s = (0.375 * (-3.25 \text{ m})) * (767.4 \text{ kg/m}) * (0.450432) * (3 \text{ m}) = -1263.83 \text{ kg-m}$$

$$M_{sc} = (0.375 * (3.25 \text{ m})) * (767.4 \text{ kg/m}) * (0.450432) * (3 \text{ m}) = 1263.83 \text{ kg-m}$$

$$v_s = | (2 * (-1263.83 \text{ kg-m})) / (3.25 \text{ m}) | = 777.74 \text{ kg}$$

7.4.9.2.3 Elementos Mecánicos De Diseño

$$M_u = 1.1 (-810.57 \text{ kg-m} - 1263.83 \text{ kg-m}) = - 2282 \text{ kg-m}$$

$$M_{uc} = 1.1 (405.285 \text{ kg-m} + 1263.83 \text{ kg-m}) = 1836 \text{ kg-m}$$

$$v_u = 1.1 (1247 \text{ kg} + 831 \text{ kg}) = 2286 \text{ kg}$$

Se procede a diseñar y verificar la sección transversal de la trabe #1, al contar con los elementos mecánicos de mayor magnitud.

7.4.10 Resistencia a la flexión de la trabe #1

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

Se va suponer que $b=20$ cm; $d=27$ cm; $r=3$ cm; $A_S=3\#4 = 3.81$ cm²; $h= 30$ cm

Porque no se pudo medir de manera exacta las dimensiones de la sección transversal de la trabe en el levantamiento.

Donde:

$$F_R = \text{Factor reductor de resistencia a la flexión} = 0.65 + 0.18 * \left(\frac{(250)*(0.0252976 - 0.00705)}{(4200)*(0.0252976)*(0.00705)} \right)$$

$F_R = 1.7462$; se descarta este valor y se utilizara una $F_R = 0.9$

b = base de la sección transversal = 20 cm

d = peralte efectivo de la sección transversal = 25 cm

$h = d + r$ = peralte total = 30 cm

r = recubrimiento = 5 cm

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c'' = 0.85 (250 \text{ kg/cm}^2) = 212.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{balanceada} = 0.0252976$$

$$q = \frac{(\rho)*(f_y)}{f_c''} = 0.1394509$$

$$\rho = 0.00705; f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2; f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

M_R = momento resistente de la sección transversal = 361735.7478 kg-cm

$$M_R > M_u$$

En la figura 36 se observa el croquis de refuerzo longitudinal que en teoría está presente en la trabe #1.

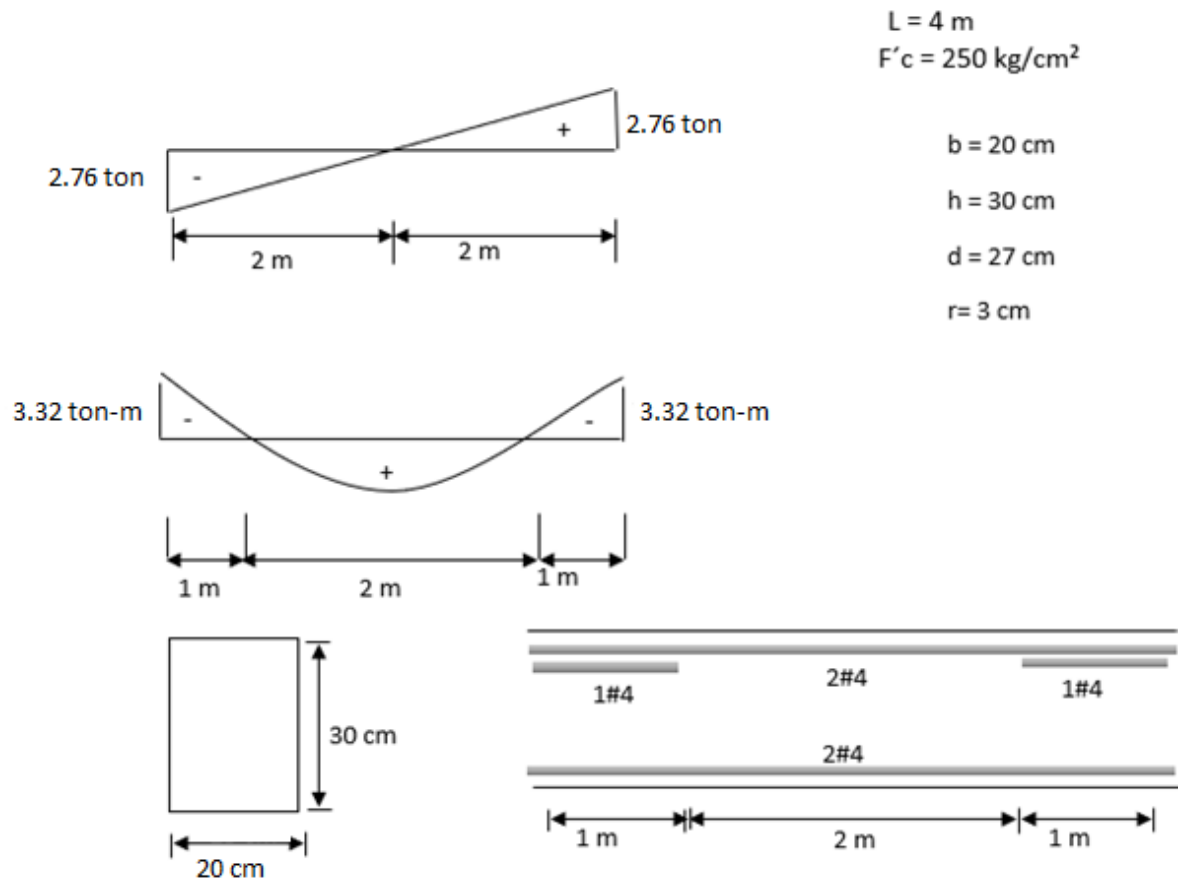


Figura 36: creación propia, 2024. Diagramas de fuerza cortante de diseño, momento flexionante de diseño y croquis de refuerzo longitudinal de la trabe #1 de la vivienda de estudio.

7.4.11 Deflexión máxima real y total diferida en el tiempo de la trabe #1

$$I_g = 45000 \text{ cm}^4$$

$$I_{efectiva} = (0.10 + 25\rho) \left(1.2 - 0.2 \left(\frac{b}{d}\right)\right) * (I_g) = 12928.5 \text{ cm}^4$$

$$E_C = \text{MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser una trabe con un extremo continuo y un extremo discontinuo, la deflexión máxima real inmediata se obtiene con la siguiente expresión:

$$\text{deflexión máxima real inmediata} = \frac{W * L^4}{185 * (E * I)} = 0.4313 \text{ cm}$$

$$W_m = 892 \text{ kg/m} = 8.92 \text{ kg/cm}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$E * I = E_C * I_{efectiva} = 2861839832 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Como $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, la deflexión real y total diferida en el tiempo se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Deflexión real y total diferida en el tiempo} = (\text{deflexión real inmediata}) * (2)$$

$$\text{Deflexión real y total diferida en el tiempo} = (0.4313 \text{ cm}) * (2) = 0.862616 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión permisible} = \frac{(L)}{360} + 0.375 \text{ cm} = 1.48611 \text{ cm} > 0.862616 \text{ cm}$$

La trabe no cuenta con deformaciones que superen el valor permisible.

7.4.12 Diseño y verificación del sistema de piso presente en la vivienda de estudio

Para la vivienda de estudio se analiza el tablero de losa de azotea más desfavorable, el cual se encuentra colado monolíticamente con las cadenas de cerramiento (un lado corto discontinuo y un lado largo discontinuo), ubicado entre los ejes 4-6-D-F, que tiene un espesor de 10 cm, una longitud de claro corto de 275 cm y una longitud de claro largo de 400 cm. Para este procedimiento de análisis se utilizará la tabla 3.4.2.1 de la Norma Técnica Complementaria de Concreto Reforzado de la Ciudad de México del año 2023, que se muestra continuación (figura 37):

Tablero	Momento	Claro	a1/a2															
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0			
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II		
Interior Todos los bordes continuos	Negativo en	corto	998	1018	1160	1450	907	1096	736	894	607	742	503	619	418	519		
	bordes	largo	516	544	550	630	517	620	492	604	466	577	436	543	418	519		
	interiores																	
	Positivo	corto	630	668	312	322	331	310	330	329	298	302	256	259	209	209		
De borde Un lado corto discontinuo		largo	175	181	139	144	174	139	200	172	213	192	216	204	209	209		
	Negativo en	corto	998	1,018	1,163	1,691	965	1,326	785	1,072	652	895	546	746	460	639		
	bordes	largo	516	544	561	630	525	620	498	604	470	577	440	543	421	639		
	interiores																	
	Negativo en	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0		
	Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	331	288	311	307	276	288	238	255		
		largo	179	187	232	201	263	225	266	254	266	270	263	277	286	346		
	De borde																	
De borde Un lado largo discontinuo	Negativo en	corto	1060	1143	1292	2597	981	1219	777	965	628	777	512	596	421	519		
	Bordes	largo	587	687	566	883	540	829	513	769	482	735	483	700	461	652		
	interiores																	
	Negativo en	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0		
	Bordes																	
	discontinuos																	
	Positivo	corto	751	912	458	561	433	520	383	443	323	373	293	321	286	346		
		largo	185	200	217	235	237	274	248	289	250	287	243	282	238	266		
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en	corto	1,060	1,143	1,382	1,899	1,046	1,410	830	1,119	675	785	557	759	465	652		
	Bordes	largo	600	713	580	875	545	829	516	769	484	704	486	700	465	652		
	interiores																	
	Negativo en	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0		
	Borde	largo	326	0	333	0	320	0	298	0	270	0	241	0	190	0		
	discontinuo																	
	Positivo	corto	751	912	452	523	437	535	397	490	338	436	306	386	296	381		
		largo	191	212	298	345	294	362	292	368	288	365	274	358	289	381		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en	corto	1,060	1,143	1,470	2,146	1,108	1,602	882	1,272	730	1,050	650	886	570	710		
	borde																	
	continuo																	
	Negativo en	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0		
	bordes	largo	220	0	361	0	337	0	310	0	280	0	220	0	220	0		
	discontinuos																	
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540		
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520		
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Negativo en	largo	570	710	570	1172	570	1122	570	1042	570	949	570	852	570	710		
	borde																	
	continuo																	
	Negativo en	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0		
	borde	largo	330	0	448	0	402	0	220	0	313	0	220	0	220	0		
	discontinuo																	
	Positivo	corto	1,100	1,670	960	1,060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520		
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540		
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0		
	bordes	largo	330	0	446	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0		
	discontinuos																	
	Positivo	corto	1,100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830		
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830		

^[1] Para las franjas de columna (véase 6.6.4.3.2 y 6.7.2.6.4.2), los coeficientes se multiplicarán por 0.60.

^[2] Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

^[3] Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

7.4.13 Diseño a flexión del tablero 4-6-D-F

Tablero 4-6-D-F; trabaja en dos direcciones de análisis; losa colada monolíticamente con sus apoyos; $t=10$ cm; $d=8$ cm; $a_1=275$ cm; $a_2=400$ cm; $a_1/a_2 = 0.6875$; $f'c = 250$ kg/cm²

Carga muerta actuante (incluye peso propio) = 355 kg/m²

Carga viva actuante = 100 kg/m²

De acuerdo a lo establecido en la figura 37 el tablero de la losa que se desea analizar es de esquina, donde el coeficiente de momento flexión de mayor magnitud presente en dicho tablero, en función a su relación a_1/a_2 es igual a 857.

Tabla 10

NTCDCEC, 2023. Coeficientes de momentos presentes en el tablero de losa maciza 4-6-D-F de la vivienda de estudio.

Tablero	Momento	Claro	a_1/a_2	
			0.6875	
			I	II
De esquina	Negativo en	corto	857	1,155.38
Dos lados adyacentes	Bordes interiores	largo	520	776.50
discontinuos	Negativo en	corto	283	0
	Borde discontinuo	largo	301	0
	Positivo	corto	402	495.63
		largo	292	367.25

$$W_u = 1.3 \text{ CM} + 1.5 \text{ CV} = 611 \text{ kg/m}^2$$

$$M_u = 10^{-4} (W_u) (a_1)^2 (\text{coeficiente}) = 10^{-4} (611 \text{ kg/m}^2) (2.75 \text{ m})^2 (857) = 396 \text{ kg-m/m}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(M_u)}{0.9 (f'c)(b)(d)^2}} = 1 - \sqrt{1 - \frac{2(39600)}{0.9 (212.5)(100)(8)^2}} = 0.03289$$

$$\rho = 0.0016642; \text{ se usará una } \rho = 0.003333$$

$$A_s = (\rho)(b)(d) = 0.003333 (100 \text{ cm}) (8 \text{ cm}) = 2.6664 \text{ cm}^2$$

se usará varillas del # 3; área de la varilla del #3= 0.71 cm²

cantidad de varillas = $A_s / (\text{área de la varilla que se desea utilizar}) = 3.7555$ varillas

separación de varillas = 100 cm / cantidad de varillas = 26.6276 cm

Por seguridad y habilitado en el procedimiento constructivo se define el siguiente armado:

varilla #3 a cada 25 cm en las dos direcciones ortogonales.

7.4.14 Deflexión máxima real y total diferida en el tiempo del Tablero 4-6-D-F

$$I_g = \frac{(100 \text{ cm}) (t)^3}{12} = 8333.33 \text{ cm}^4$$

$$I_{efectiva} = I_{efectiva} = (0.10 + 25\rho) (1.2 - 0.2 (\frac{b}{d})) * (I_g) = -1985.21 \text{ cm}^4$$

Como no se pueden usar valores negativos para la inercia efectiva, se utilizar el valor mínimo que puede tomar:

$$I_{efectiva} = (0.175 * I_g) = 1458.333 \text{ cm}^4$$

$$E_c = \text{MODULO DE ELASTICIDAD DEL CONCRETO} = 221359 \text{ kg/cm}^2$$

Al ser una losa con un extremo continuo y un extremo discontinuo, la deflexión máxima real inmediata se obtiene con la siguiente expresión:

$$\text{deflexión máxima real inmediata} = \frac{W * L^4}{185 * (E * I)} = 0.253527 \text{ cm}$$

donde:

$$W_m = (455 \text{ kg/m}^2) * (1 \text{ m}) * (0.4) * (a_2 / a_1) = 264.74 \text{ kg/m} = 2.6474 \text{ kg/cm}$$

$$L = a_1 = 275 \text{ cm}$$

$$E * I = E_C * I_{\text{efectiva}} = 322815208.3 \text{ kg} - \text{cm}^2$$

Como $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$, la deflexión real y total diferida en el tiempo se calcula de la siguiente manera:

$$\text{Deflexión real y total diferida en el tiempo} = (\text{deflexión real inmediata}) * (2)$$

$$\text{Deflexión real y total diferida en el tiempo} = (0.25357 \text{ cm}) * (2) = 0.507 \text{ cm}$$

$$\text{Deflexión permisible} = \frac{(L)}{360} + 0.375 \text{ cm} = 1.1388 \text{ cm} > 0.507 \text{ cm}$$

El tablero de losa cuenta con deformaciones que están dentro de lo permisible.

8 RECOLECCIÓN ESTADÍSTICA DE DATOS SOBRE LA PERCEPCION SOCIAL EN LA ZONA DE ESTUDIO

8.1 CÁLCULO DEL ESPACIO MUESTRAL ABARCADO POR TODAS LAS ENCUESTAS REALIZADAS EN LA COLONIA 6 DE JUNIO

El Economista (Notimex, 2013) que la colonia 6 de junio cuenta 122 manzanas en 51 hectáreas de superficie, donde en esas 122 manzanas están presentes 1589 viviendas.

De acuerdo al INEGI en el año 2010, la cantidad promedio de habitantes en una vivienda es de 3.9 personas, utilizando aritmética básica da 6197 personas habitando la colonia 6 de junio.

De acuerdo al INEGI en el año 2020, el aumento poblacional promedio por año es de 2.6%, utilizando aritmética básica en los 10 años de diferencia que existe entre 2013 a 2023, existirá un aumento poblacional promedio del 29.26%, de esta manera obtendremos una cantidad de 8011 habitantes presentes en la colonia 6 de junio.

De acuerdo al INEGI en el año 2020, la cantidad promedio de habitantes en una vivienda es de 3.6 personas, lo que da utilizando aritmética básica da 2225 viviendas, presentes en las 122 manzanas repartidas en las 51 hectáreas que conforman la colonia 6 de junio.

La metodología que se utiliza a continuacion para calcular el espacio muestral para nuestra zona de estudio, se encuentra en el libro de “Teoría y Problemas de Probabilidad y Estadística” del año 1976 de Murray R. Spiegel.

N=cantidad de manzanas presentes en la colonia 6 de junio

N= 122 manzana

α =nivel de significancia; $\alpha=0.05$

Z=NIVEL DE CONFIANZA = $1-\alpha=0.95$

d=error= $1-Z= 0.05$

q= PROBABILIDAD DE FRACASO= $1-p=0.5$

p= PROBABILIDAD DE ÉXITO= 0.5

$Z+ (\alpha/2) =0.975$

Z_α = puntuación del valor ($Z+ (\alpha/2)$) = 1.96

n= ESPACIO MUESTRAL

$$n = \frac{N * (Z_\alpha)^2 * p * q}{(d)^2(N - 1) + (Z_\alpha)^2 * p * q}; n = \frac{122 * (1.96)^2 * 0.5 * 0.5}{(0.05)^2(121) + (1.96)^2 * 0.5 * 0.5} = 93 \text{ manzanas}$$

Se encuestó una vivienda en cada una de las manzanas presentes en el espacio muestral, lo que da un total de 93 viviendas.

Si se considera a N como la cantidad de habitantes presentes en la colonia 6 de junio se obtiene el siguiente resultado:

N=cantidad de habitantes presentes en la colonia 6 de junio

N= 8011 habitantes

α =nivel de significancia; $\alpha=0.05$

Z=NIVEL DE CONFIANZA = $1-\alpha=0.95$

d=error= $1-Z= 0.05$

q= PROBABILIDAD DE FRACASO= $1-p=0.5$

p= PROBABILIDAD DE ÉXITO= 0.5

$Z+ (\alpha/2) =0.975$

Z_{α} = puntuación del valor ($Z+ (\alpha/2)$) = 1.96

n= ESPACIO MUESTRAL

$$n = \frac{N * (Z_{\alpha})^2 * p * q}{(d)^2(N - 1) + (Z_{\alpha})^2 * p * q}; n = \frac{8011 * (1.96)^2 * 0.5 * 0.5}{(0.05)^2(8010) + (1.96)^2 * 0.5 * 0.5} = 367 \text{ habitantes}$$

De acuerdo al INEGI en el año 2020, la cantidad promedio de habitantes en una vivienda es de 3.6 personas, utilizando aritmética básica da 102 viviendas que se deben encuestar.

Por lo que al promediar ambos resultados se obtiene un valor de 98 viviendas teóricas.

8.2 FORMATO Y APLICACIÓN DE LA ENCUESTA EN LO COLONIA 6 DE JUNIO

Al momento de realizarse las encuestas en la zona de estudio solo un total de 40 personas accedieron a responderla, para que así se pudiera conocer de mejor manera la percepción que tienen dichos habitantes sobre la situación en que se encuentran sus viviendas, después de haber sufrido un conjunto de esfuerzos dinámicos/accidentales de gran magnitud, donde las preguntas y sus respectivas respuestas de opción múltiple son las siguiente:

1.- ¿Cuánto tiempo lleva habitando esta vivienda?

- a) Menos de un año
- b) De 1 a 5 años
- c) De 5 a 10 años
- d) Más de 10 años

2.- ¿Durante ese periodo de tiempo, su vivienda ha sufrido algunos de los siguientes fenómenos (esfuerzos dinámicos y/o accidentales)? Puede elegir más de uno

- a) Sismos de diferentes magnitudes
- b) Derrumbes y/o asentamientos (empuje de tierras)
- c) Alta concentración de agua lluvia en techos y/o muros perimetrales
- d) Flujo intenso de corrientes de aires

3.- ¿En total cuántos eventos ante estos fenómenos ha sufrido su vivienda?

- a) Ningún evento
- b) Un evento
- c) Dos eventos
- d) Mas de tres eventos

4.- ¿Después de presenciar eventos ante estos fenómenos, su vivienda ha sufrido daños?

- a) Si
- b) No
- c) No me he percatado

5.- ¿Considera que dichos daños son desfavorables para su vivienda ante próximos eventos?

- a) Si
- b) No
- c) No le sabría decir

6.- ¿Qué considera usted como motivo por el cual algunas de las viviendas presentes en esta colonia fallaran al punto del desalojo, ante estos fenómenos naturales?

- a) Procedimientos y/o materiales de construcción de mala calidad
- b) Ubicación de la vivienda
- c) Desconocimiento de los fenómenos naturales que actúan en la vivienda
- d) No le sabría decir

7.- La vivienda que habita en estos momentos en esta colonia ¿usted la construyó?

- a) Si
- b) No, la compre ya hecha
- c) Estoy rentando

8.3 PORCENTAJES DE RESULTADOS DE LAS ENCUESTAS APLICADAS EN LO COLONIA 6 DE JUNIO

¿Cuánto tiempo lleva habitando esta vivienda?

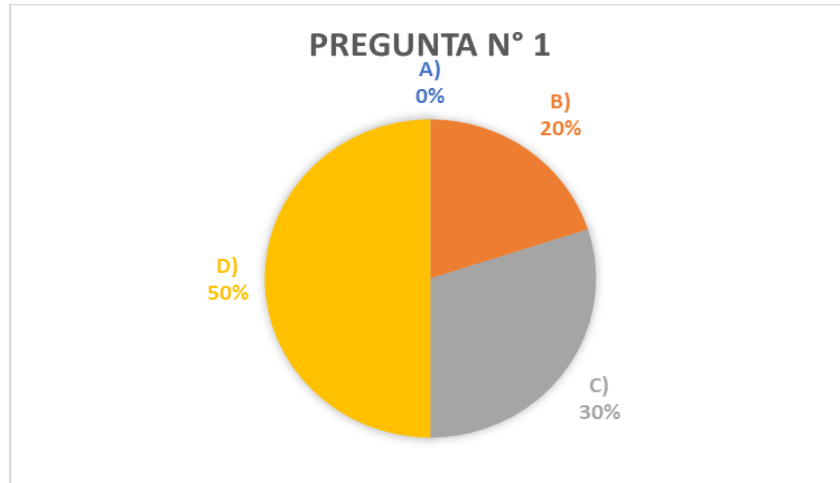


Figura 38: porcentaje de resultados en la pregunta 1

¿Durante ese periodo de tiempo, su vivienda ha sufrido algunos de los siguientes fenómenos (esfuerzos dinámicos y/o accidentales)?

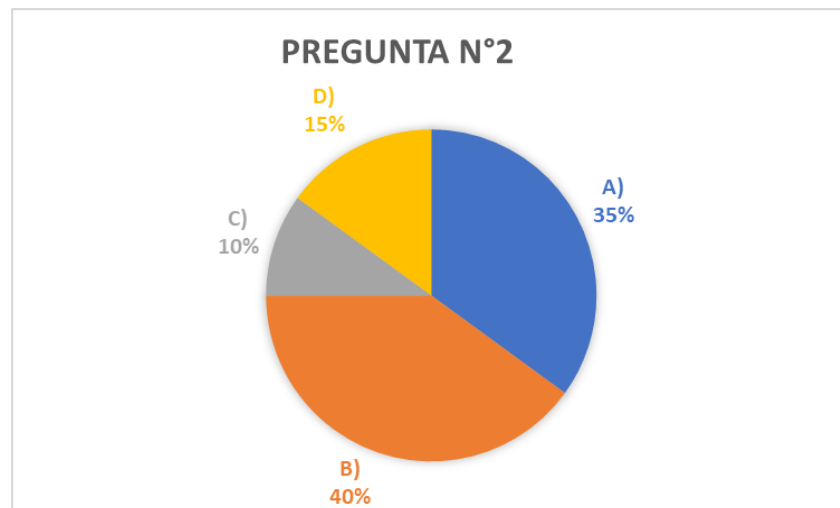


figura 39: porcentaje de resultados en la pregunta 2

¿En total cuántos eventos ante estos fenómenos ha sufrido su vivienda?

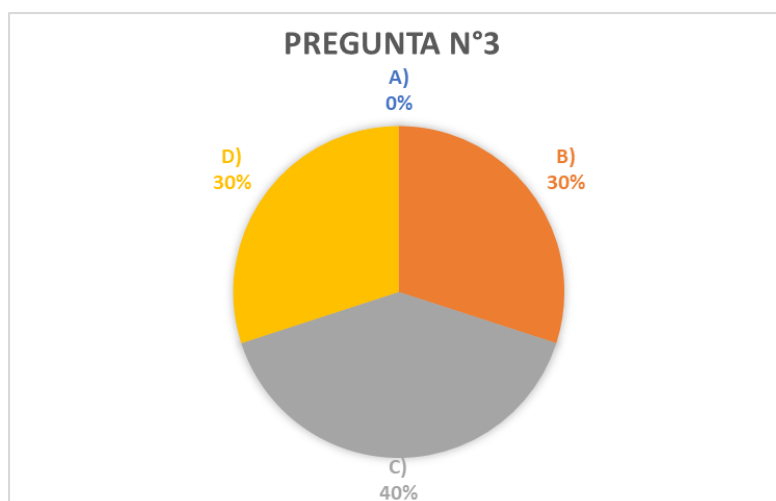


figura 40: porcentaje de resultados en la pregunta 3

¿Después de presenciar eventos ante estos fenómenos, su vivienda ha sufrido daños?

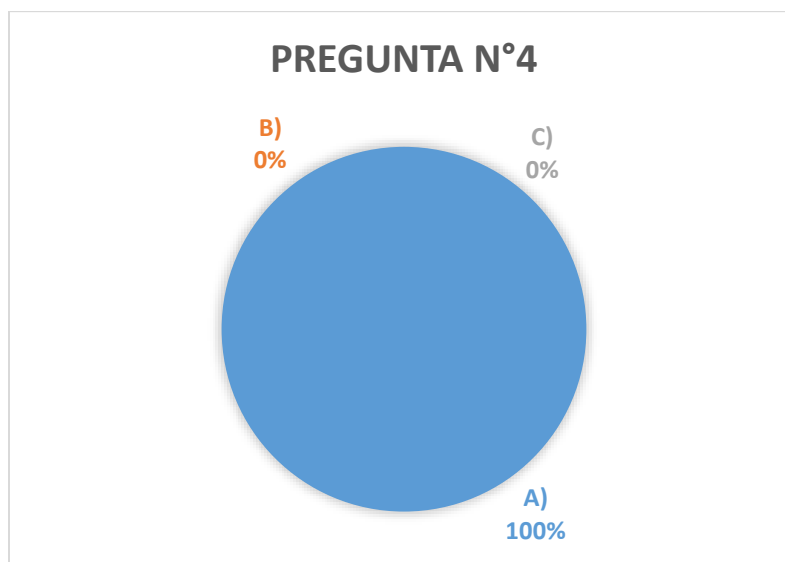


Figura 41: porcentaje de resultados en la pregunta 4

¿Considera que dichos daños son desfavorables para su vivienda ante próximos eventos?

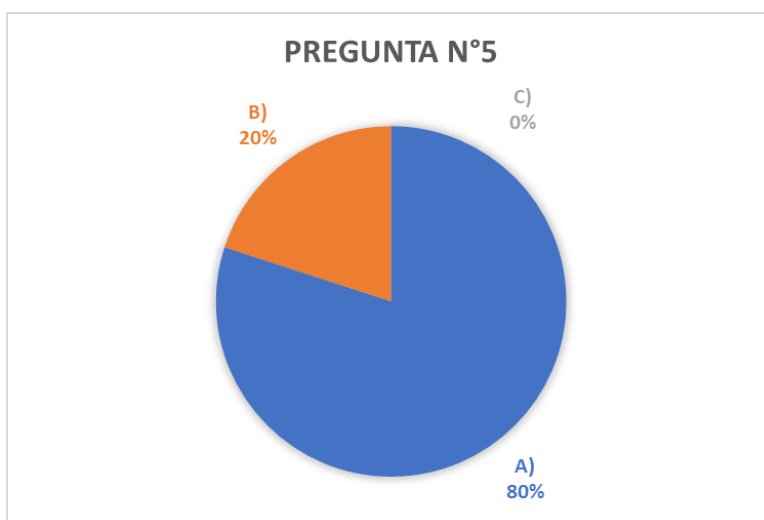


figura 42: porcentaje de resultados en la pregunta 5

¿Qué considera usted como motivo por el cual algunas de las viviendas presentes en esta colonia fallaran al punto del desalojo, ante estos fenómenos naturales?

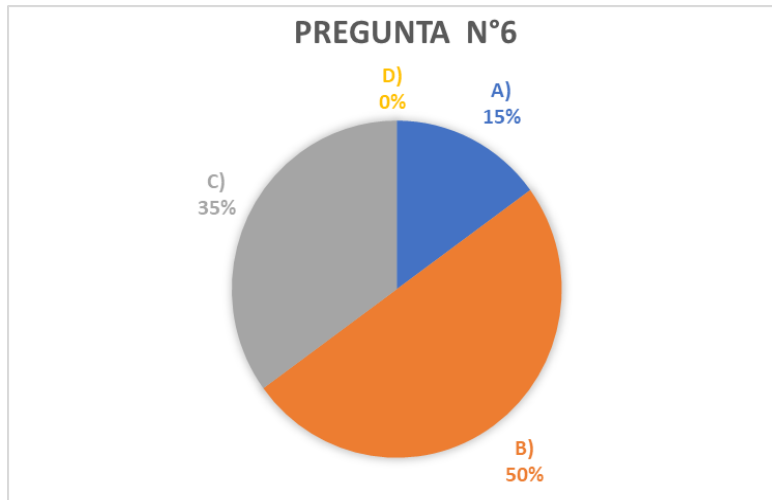


figura 43: porcentaje de resultados en la pregunta 6

La vivienda que habita en estos momentos en esta colonia ¿usted la construyó?

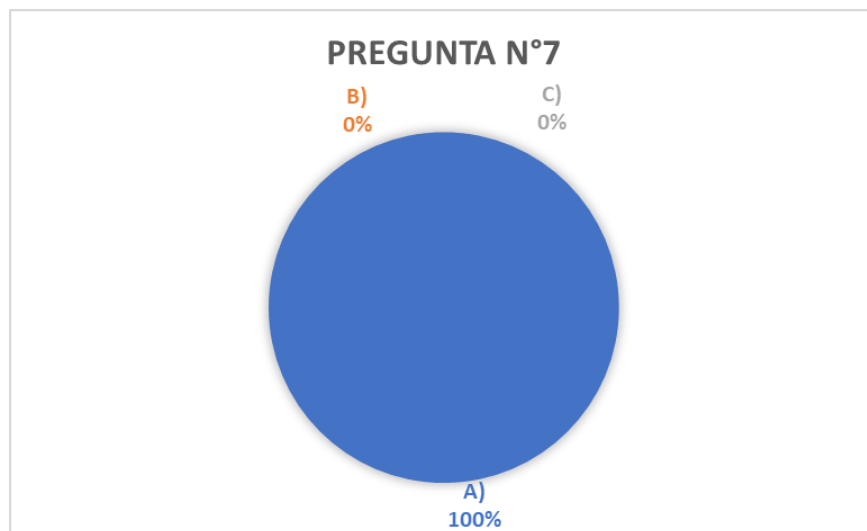


figura 44: porcentaje de resultados en la pregunta 7

9 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Las viviendas son un sistema estructural del tipo edificios (CFE, 2015), que tienen como función primordial ofrecer refugio y techo digno a todos los ciudadanos sin importar el perfil socio económico y socio cultural (ONU, 1948). Dichas viviendas deben resistir de manera óptima las solicitaciones de cargas a las que está susceptible por el tipo de material de construcción, ubicación y condiciones de apoyo de la súper estructura. Por eso es responsabilidad de los ingenieros, trabajadores de la construcción y dueños del sistema estructural, estar siempre actualizados en los métodos de análisis y/o procedimientos constructivos de las viviendas, porque estos métodos se encuentran en constante cambio, para que siempre se considere al evento más de desafortunado que ocurrió o va ocurrir en un periodo de tiempo determinado (sismos de gran magnitud, lluvias con mucha presión hidrostática y corrientes de aire de gran velocidad).

Así mismo, es necesario tener en cuenta que el lenguaje técnico utilizado en el análisis de viviendas puede ser tedioso y complicado, por ende, se deben explicar de forma satisfactoria las nociones primordiales para crear un sistema estructural estable. En muchas situaciones las viviendas con bajo nivel socioeconómico, cuenta con una super estructura la cual es medianamente estable, ante solicitaciones de carga gravitacionales (peso propio, habitantes e inmobiliario), pero dicha estabilidad se va mitigando al estar presente en zonas retiradas de la gran densidad social e infraestructura pública, donde en la gran mayoría de los casos no se cuenta con los estudios previamente necesarios para desplantar la subestructura de la vivienda y así mismos se ignoran en su totalidad las solicitaciones de cargas accidentales.

Después de realizar visitas de campo y un conjunto de encuestas en la zona de estudio, se observó que muchos de sus habitantes han sufrido por lo menos dos eventos ante esfuerzos dinámicos y/o accidentales, donde predominan los sismos de diferentes magnitudes y empujes de tierras, los cuales han generado conjuntos de grietas visibles o daños en las viviendas que construyeron de manera empírica, considerando dichas grietas como desfavorables ante los esfuerzos dinámicos y/o accidentales próximos a los que están susceptibles sus viviendas; así mismo las súper estructuras que se encuentran desalojadas por motivos de colapso, las consideran como resultado de una mala ubicación del terreno de desplante de dichas superestructuras, dentro de la zona de estudio. También se pudo observar como algunos habitantes de la colonia con viviendas colapsadas, que no alcanzaron reubicación en la residencia Nueva 6 de Junio (ubicada en la colonia El Jobo), reconstruyeron parcialmente dichas viviendas, donde en el mejor de los casos recurrieron a muros de mampostería confinada y techos de lámina y de esta manera no tener tanta concentración de masa a una altura de 3 metros (que es la altura de entrepiso y altura total más común en este tipo de viviendas), conservando la misma magnitud de rigidez lateral global que tenían dichas viviendas anteriormente, para disminuir en cierta medida los periodos fundamentales de sus viviendas, pero en el peor de los casos reconstruyeron sus vivienda utilizando paneles de lámina como elementos estructurales verticales y elementos barra de madera para su confinamiento, los cuales al tener muy poco peso no son tan susceptibles a sismo, pero al ser un sistema constructivo con mucha menor rigidez y más esbelto, las cargas dinámicas por viento son más perceptibles en el día a día de la vivienda.

Cabe aclarar que este procedimiento constructivo en la reedificación de sus viviendas fue el resultado de un proceso iterativo de prueba y error, que obtuvieron por los esfuerzos dinámicos y accidentales que siempre están presentes en la zona de estudio.

Ventajas:

- Baja concentración de masas en el entrepiso, lo que conlleva a una susceptibilidad baja ante eventos sísmicos.

- Bajo costo en materia y mano de obra

Desventajas:

- Elementos estructurales verticales con una esbeltez significativa, por ende, serán muy susceptible a esfuerzos dinámicos por viento.

- Sensación térmica de muy altas temperaturas dentro de la vivienda, debido a las propiedades físicas de la lamina

- Posible concentración de aguas en el techo debido a la poca pendiente, lo que puede generar goteras además de ruido por lluvias y granizo.

10 CONCLUSIONES

Al realizar el análisis estructural de la vivienda de estudio se demostró que la baja densidad de muros presentes en el entrepiso de la estructura y no considerar las inercias agrietadas desde un inicio en el proyecto arquitectónico, son los principales detonantes para que los elementos mecánicos y deformaciones actuantes en los elementos estructurales verticales, tengan una gran magnitud y por ende no exista seguridad ante colapso lo que conlleva a una inestabilidad en el sistema estructural.

Simultáneamente se generó metodologías de creación propia para el pre dimensionamiento de columnas de concreto reforzado y el cálculo de la rigidez lateral global por entrepiso, que son aplicables en las viviendas presentes en la zona de estudio.

Así mismo al encuestar a los habitantes de la zona de estudio se pudo corroborar la percepción y comportamiento que tienen dichos habitantes al presenciar el colapso total o parcial de sus viviendas, y las acciones que tomaron para seguir adelante en su situación, como lo son la reubicación, reedificación y aprendizaje a base de procesos empíricos e iterativos.

Para culminar se invita a la población en general estar consciente de que las super estructuras de las viviendas están siempre susceptibles a esfuerzos dinámicos y/o accidentales que muchas veces consideramos de manera parcial, debido a lo complicado que es obtenerlos mediante cálculos, por eso es siempre recomendable seguir de manera rigurosa las normativas de construcción vigentes en la república mexicana.

11 RECOMENDACIONES

Para culminar se invita a la población en general estar consciente de que las súper estructuras de las viviendas están siempre susceptibles a esfuerzos dinámicos y/o accidentales, principalmente en la zona de estudio, y que muchas veces consideramos de manera parcial, debido a lo complicado que es obtenerlos mediante cálculos, por eso es siempre recomendable seguir de manera rigurosa las normativas de construcción vigentes en la República Mexicana.

ANEXOS

ANEXO A. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

REALIZADO PARA LA OBRA: CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE 02
NIVELES EN LA COLONIA 6 DE JUNIO, TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS.

TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS, 15 DE FEBRERO DE 2024.

A.1 ANTECEDENTES

A solicitud del Ing. Alan Mauricio Torija Gutiérrez, se llevó a cabo éste estudio de Mecánica de suelos para determinar la capacidad de carga del suelo a nivel de desplante de la cimentación en el terreno donde se tiene proyectado la construcción de viviendas de 02 niveles ubicados en la Col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.

A.2 SISMICIDAD DE LA ZONA EN ESTUDIO

La ciudad de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, según el manual de diseño de obras civiles de la C.F.E. versión 2015 se encuentra ubicado en la región C del mapa regionalización sísmica de la República Mexicana

A.3 EXPLORACIÓN DEL SUB-SUELO

Para la exploración del sub-suelo, se hizo primeramente un reconocimiento del terreno, para ubicar y efectuar 02 sondeos exploratorios del tipo de Pozo a Cielo Abierto (P.C.A.). Esta exploración se llevó a cabo hasta la profundidad máxima de 2.50 m. en el P.C.A.-01 y de 3.40 m. en el P.C.A.-02.

En los 02 sondeos P.C.A. realizados en el área, se encontró una capa con material de relleno (escombros) en el estrato de 0.00 a 2.20 m. de profundidad.

El terreno natural se encontró a partir de los 2.20 m. de profundidad.

Se encontraron filtraciones a 2.50 m. de profundidad en el sondeo P.C.A-01 y a 3.40 m. en el sondeo P.C.A-02.

De los 02 sondeos P.C.A. realizados se tomaron muestras alteradas, las cuales se trasladaron al laboratorio para los ensayos correspondientes:

A.4 INVESTIGACIÓN DE LABORATORIO

De las muestras rescatadas, se ejecutaron los ensayos de calidad de los suelos encontrados, tales como el análisis granulométrico por mallas y la determinación de los límites de Atterberg para clasificar al sub-suelo; además se determinaron los pesos volumétricos del lugar, seco suelto y seco máximo; los contenidos de las humedades natural y óptima; el valor relativo de soporte (V.R.S.) y expansión, así mismo se hicieron remoldeos para los ensayos de resistencia a compresión triaxial para la determinación de los parámetros de la capacidad de carga.

A.5 ESTRATIGRAFÍA DEL TERRENO

Sobre la base de la exploración, muestreo y los resultados obtenidos en el laboratorio, es posible describir la estratigrafía del terreno donde se tiene proyectado la construcción de viviendas de 02 niveles ubicados en la Col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, de la manera siguiente:

Tabla 1

Estratigrafía del terreno donde se tiene proyectada la construcción de viviendas

SONDEO P.C.A.-01			
ESTRATO (M)	ESPESOR (M)	CLASIFICACIÓN	OBSERVACIONES
0.00 – 0.60	0.60	ARCILLA LIMOSA DE BAJA PLASTICIDAD	ESTA CAPA DE RELLENO <i>DEBERÁ CORTARSE Y RETIRAR DEL ÁREA A CONSTRUIR</i>
0.60 – 2.20	1.60	ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD CON ESCOMBRO	ESTA CAPA DE RELLENO <i>DEBERÁ CORTARSE Y RETIRAR DEL ÁREA A CONSTRUIR</i>
2.20 – 2.50	0.30	ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD	TERRENO NATURAL
2.50	-	FIN DEL SONDEO	FILTRACIONES A 2.50 M. DE PROFUNDIDAD

SONDEO P.C.A.-02			
ESTRATO (M)	ESPESOR (M)	CLASIFICACIÓN	OBSERVACIONES
0.00 – 2.20	2.20	ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD CON ESCOMBRO	ESTA CAPA DE RELLENO <i>DEBERÁ CORTARSE Y RETIRAR DEL ÁREA A CONSTRUIR</i>
2.20 – 3.40	1.20	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	TERRENO NATURAL
3.40	-	FIN DEL SONDEO	FILTRACIONES A 3.40 M. DE PROFUNDIDAD.

A.6 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA

Considerando la estratigrafía del terreno y sus propiedades mecánicas, para la construcción de viviendas de 02 niveles ubicados en la Col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, atendiendo su solicitud, se analizará la alternativa de cimentación a base de LOSA RIGIDIZADA CON CONTRATRABES.

Aplicando la teoría de Terzaghi y considerando el suelo analizado como cohesivo, tenemos que:

$$q_{ult.} = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

en donde:

$q_{ult.}$ = capacidad de carga última a la falla.

c = cohesión del suelo = compresión triaxial = 0.20 y 0.27 kg/cm² respectivamente.

N_c = Factor de capacidad de carga = 5.7 para la falla local.

γ = Peso volumétrico seco del suelo de cimentación = 1.77 y 1.57 ton/m³ respectivamente.

D_f = Profundidad de desplante, se consideró = 0.25 m. para losa de cimentación.

N_q = Factor de capacidad de carga = 1.0

B = Ancho de cimentación, para efecto de cálculo se consideró = 1.0 m.

N_γ = Factor de capacidad de carga = 0

F.S. = Factor de Seguridad, se consideró = 3

CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE ó DE DISEÑO RECOMENDABLE:

Sustituyendo en la fórmula los valores obtenidos, tenemos que, para el cálculo de la capacidad de carga para la cimentación a base de losa rigidizada con contratraveses, queda de la manera siguiente:

$$\text{Para el P.C.A. -01 } q_{ult.} = 1.3 (2.0 \times 5.7) + (1.77 \times 0.25 \times 1.0) + 0.5 (1.77 \times 1.0 \times 0) = 14.82 + 0.44 + 0 = 15.26 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; \quad q_{adm.} = 5.01 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Para el P.C.A. -02 } q_{ult.} = 1.3 (2.7 \times 5.7) + (1.57 \times 0.25 \times 1.0) + 0.5 (1.57 \times 1.0 \times 0) = 20.01 + 0.39 + 0 = 20.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}; \quad q_{adm.} = 6.8 \text{ ton/m}^2$$

Basándose en la serie de estudios realizados, como son la exploración, muestreo e investigación de laboratorio, se tienen las siguientes:

A.7 CONCLUSIONES

1. En los 02 sondeos P.C.A. realizados en el área, se encontró una capa con material de relleno (escombros) en el estrato de 0.00 a 2.20 m.
2. El terreno natural en el área se encontró a partir de los 2.20 m profundidad y está formado por arcilla de media plasticidad arenosa (CL) en el sondeo P.C.A-01 y arcilla de alta plasticidad arenosa (CH) en el sondeo P.C.A-02, los cuales no cumplen con las especificaciones para ser utilizado en capa de terracería.
3. Se encontraron filtraciones a 2.50 m. de profundidad en el sondeo P.C.A-01 y a 3.40 m. en el sondeo P.C.A-02.
4. La capacidad de carga admisible ó de diseño recomendable para desplantar la cimentación de las viviendas que se tienen proyectado construir a base de losa rigidizada con CONTRATRABES, es de: **5.1 ton/m²**

A.8 RECOMENDACIONES

Tomando en cuenta las características del suelo encontrado y que se tiene proyectado construir viviendas de 02 niveles, previo al desplante a base de LOSA RIGIDIZADAS CON CONTRATRABES, será necesario:

- a) Cortar y retirar fuera del área de edificación la capa de relleno (escombros) que en el área de los sondeos realizados se encontró con espesor promedio de 2.20 m.
- b) Tener precaución al hacer las excavaciones para el desplante de las plataformas para las viviendas por la posibilidad de inestabilidad en el terreno natural.
- c) El muro de contención para confinar la plataforma de material mejorado que por la topografía de la zona se deberá construir para el desplante de las plataformas para las viviendas, es importante que se les construya sus sistemas de drenaje para evitar que el agua producto de filtraciones genere empuje hidrostático y se ponga en riesgo las viviendas a construir.
- d) Dar niveles en el terreno natural considerando que para el desplante de las plataformas para las viviendas deberá construirse una capa de mejoramiento de mínimo 1.00 m. de espesor.

- e) La construcción de la capa de mejoramiento de mínimo 1.00 m. de espesor en el área de desplante de las plataformas para las viviendas deberá estar formado por:
- 2 capas de 0.20 m. de espesor cada una con fragmentos de roca con tamaños de entre 3 y 8" ó mayores si se hace necesario, mismo que deberá incrustarse con equipo pesado lo más posible en el terreno natural.
 - 3 capas de 0.20 m. cada una con material granular calidad base ($1\frac{1}{2}$ "- 0), el cual deberá compactarse al 95% mínimo de su peso volumétrico seco máximo obtenido en laboratorio.
 - No es recomendable el uso de materiales como el caliche con alto contenido de finos.
- f) Hacer el trazo de los límites de las zanjas donde se construirán las contra trabes.
- g) Hacer las cepas para la colocación de contratraves de cimentación con pico y pala tratando de alterar a la plataforma lo menos posible, ya que servirá de apoyo a la estructura.
- h) Colocar una plantilla de concreto pobre de 5 cm. de espesor ó una capa de polietileno color negro que sirva para evitar que el suelo de cimentación haga contacto con el acero.
- i) Tener especial cuidado de no deteriorar físicamente el contorno de las excavaciones, por lo que se recomienda que el tiempo de armado, cimbrado y colado de cimentación no exceda de una semana.

Atentamente

LABORATORIO
ING. EDUARDO VÁZQUEZ NÁFATE
CED. PROF. 8078745
PROL. RIO LAGARTERO No. 395 COL. CONTINENTAL.
TUXTLA GTZ., CHIS

LABORATORIO
ING. TOVIAS VAZQUEZ HERNÁNDEZ
PROLONG. RIO LAGARTERO No. 395
COL. CONTINENTAL
CEL. 961 1778523 TUXTLA GTZ., CHIS

RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS

A.9 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A LA MUESTRA OBTENIDA DEL SONDEO P.C.A. 01 REALIZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE 02 NIVELES EN LA COL. 6 DE JUNIO, TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS.

		ESPECIFICACIONES PARA TERRACERÍA	
Estrato No.	03
Profundidad del estrato en m. (con respecto al nivel actual)	2.20-2.50
Tamaño máximo, mm.	6.3	75 MÁXIMO
% retenido en malla de 75 mm.	0
% que pasa la malla de 4.75 mm.	95
% que pasa la malla de 0.425 mm.	79
% que pasa la malla de 0.075 mm.	70
Límite líquido, %	48.5	50 MÁXIMO
Índice plástico. %	20.9
Contracción lineal, %	9.5
P.E.S. suelto, kg/m ³	1023
P.E.S. máximo, kg/m ³	1620
Humedad del lugar	33.1
Humedad óptima	21.0
V.R.S. estándar saturado	2.02	5 MÍNIMO
Expansión, %	1.36	5 MÁXIMO
Clasificación SUCS	CL
Descripción	ARCILLA DE MEDIA PLASTICIDAD ARENOSA		
Observaciones	El material analizado no cumple con las especificaciones para calidad de terracería. Es necesario construir capa de mejoramiento.		

A.10 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A LA MUESTRA OBTENIDA DEL SONDEO P.C.A. 02 REALIZADO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDA DE 02 NIVELES EN LA COL. 6 DE JUNIO, TUXTLA GUTIÉRREZ, CHIAPAS.

		ESPECIFICACIONES PARA TERRACERÍA	
Estrato No.	02
Profundidad del estrato en m. (con respecto al nivel actual)	2.20-3.40
Tamaño máximo, mm.	6.3	75 MÁXIMO
% retenido en malla de 75 mm.	0
% que pasa la malla de 4.75 mm.	94
% que pasa la malla de 0.425 mm.	77
% que pasa la malla de 0.075 mm.	65
Límite líquido, %	54.0	50 MÁXIMO
Índice plástico. %	26.1
Contracción lineal, %	13.0
P.E.S. suelto, kg/m ³	1001
P.E.S. máximo, kg/m ³	1572
Humedad del lugar	32.0
Humedad óptima	21.5
V.R.S. estándar saturado	2.77	5 MÍNIMO
Expansión, %	1.47	5 MÁXIMO
Clasificación SUCS	CH
Descripción	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD ARENOSA		
Observaciones	El material analizado no cumple con las especificaciones para calidad de terracería. Es necesario construir capa de mejoramiento.		

INFORME FOTOGRÁFICO



Figura 1: Sondeo realizado en el terreno donde se tiene proyectado la construcción de viviendas de 02 niveles en la col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.



a)



b)

Figura 2: granulometrías de las muestras de suelos obtenidas a) P.C.A. 01 b) P.C.A 02, de los sondeos realizados en la col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.



Figura 3: ensayos triaxiales realizados en las muestras de suelos obtenidas de los sondeos realizados en la col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas



Figura 4: límites de atterberg realizados a las muestras de suelos obtenidas de los sondeos realizados en la col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas.



Figura 5: ensayo de VRS realizado a la muestra de suelo obtenida de los sondeos realizados en el terreno ubicado en la col. 6 de junio, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas

ANEXO B. PROPIEDADES GEOMETRICAS DE TRABES, COLUMNAS Y MUROS DE SECCION RECTANGULAR

B.1 TRABES

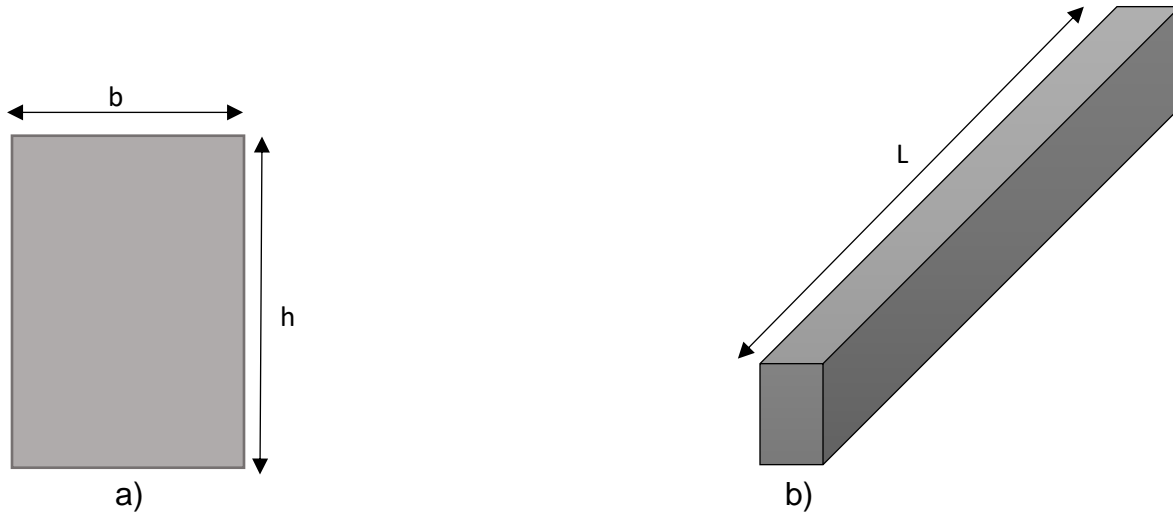


Figura 1: a) sección transversal de una trabe, b) vista longitudinal de una trabe

h = peralte total de la sección transversal del elemento trabe

b = base de la sección transversal del elemento trabe

L = longitud del elemento trabe

$$I_g \text{ en } x = \frac{(b)*(h)^3}{12}$$

$$I_g \text{ en } y = \frac{(h)*(b)^3}{12}$$

$I_g \text{ en } x$ = Inercia gruesa respecto al eje x (paralelo a la base) de la sección transversal del elemento trabe

$I_g \text{ en } y$ = Inercia gruesa respecto al eje y (paralelo al peralte total) de la sección transversal del elemento trabe

B.2 COLUMNAS

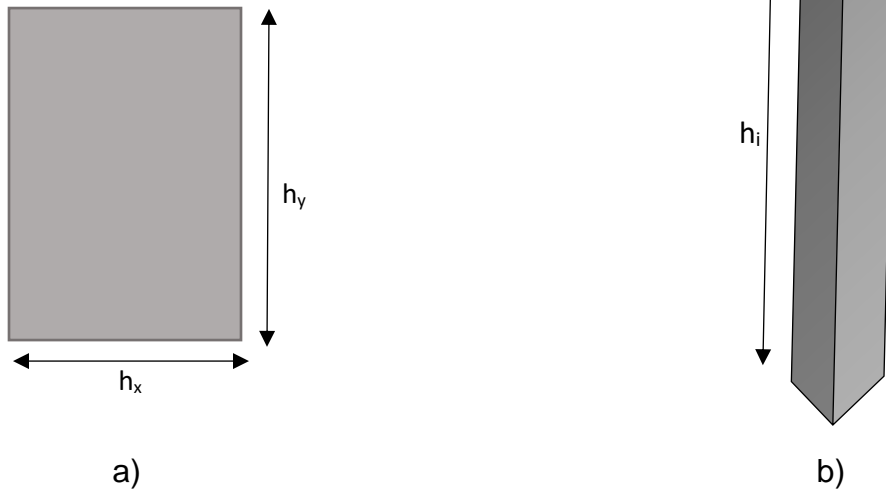


Figura 2: a) sección transversal de una columna, b) vista longitudinal de una columna

h_y = peralte total de la sección transversal paralelo al eje y del elemento columna

h_x = peralte total de la sección transversal paralelo al eje x del elemento columna

h_i = altura del elemento columna

$$I_g \text{ en } x = \frac{(h_x) * (h_y)^3}{12}$$

$$I_g \text{ en } y = \frac{(h_y) * (h_x)^3}{12}$$

$I_g \text{ en } x$ = Inercia gruesa respecto al eje x (paralelo a h_x) de la sección transversal del elemento columna

$I_g \text{ en } y$ = Inercia gruesa respecto al eje y (paralelo a h_y) de la sección transversal del elemento columna

B.3 MUROS

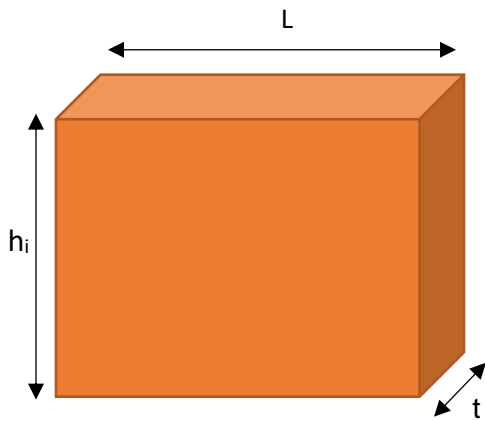


Figura 3: vista longitudinal de un muro

h_i = altura del elemento muro

L = longitud del elemento muro

t = espesor del elemento muro

$$I_g \text{ de un muro} = \frac{(t) * (L)^3}{12}$$

ANEXO C. DEDUCCIÓN MATEMÁTICA DE LA FORMULA PROPUESTA PARA OBTENER EL VALOR DE α'

De acuerdo al manual de obras civiles de la CFE del año 2015, cuando no se cuenta con el programa de diseño sísmico (PRODISIS), para obtener el valor de α' se utiliza la siguiente expresión matemática:

$$\alpha' = \frac{(S_a) * (\beta)}{(\alpha) * (Q') * (R) * (\rho)} \quad (1)$$

Donde

β = Factor de amortiguamiento

Q' = Factor reductor por ductilidad

R = Factor reductor por sobrerresistencia

Y de acuerdo al manual de obras civiles de la CFE, para obtener los valores pertenecientes a β, Q', R se utilizan las siguientes ecuaciones:

$$\beta(T_e, \zeta_e) = \begin{cases} \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^{0.45} & \text{si } T_e < T_c \\ \left(\frac{0.05}{\zeta_e} \right)^{0.45} \left(\frac{T_e}{T_c} \right) & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases} \quad (2.1)$$

donde

- T_c es el periodo del inicio de la rama descendente en que los desplazamientos espectrales tienden correctamente al desplazamiento del terreno (inciso 3.1.6)
- T_e es el periodo estructural en la dirección del análisis
- ζ_e es el amortiguamiento estructural. Cuando se utilicen sistemas de aislamiento y disipación de energía, este valor es la suma del amortiguamiento inherente de la estructura más el que proporcionan los sistemas.

Figura 1: CFE, 2015. Metodología para el cálculo del factor de amortiguamiento (β)

$$Q' \langle T_e, Q \rangle = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta \langle T_e, \zeta_e \rangle}{k} \frac{T_e}{T_b}} & \text{si } T_e \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta \langle T_e, \zeta_e \rangle}{k} p_b \langle T_e \rangle} & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (2.2)$$

donde

- Q es el factor de comportamiento sísmico especificado para cada tipo de estructura
 T_b es el límite superior de la meseta del espectro de diseño (inciso 3.1.6)
 k es un parámetro que controla la caída del espectro (inciso 3.1.6)
 $p_b \langle T_e \rangle$ es un factor empleado para definir la variación del espectro en la rama descendente, calculado de la siguiente forma:

Figura 2: CFE, 2015. Metodología para el cálculo del factor reductor por ductilidad (Q')

$$R \langle T_e, R_o \rangle = \begin{cases} R_o + 1.0 - \sqrt{T_e / T_a} & \text{si } T_e \leq T_a \\ R_o & \text{si } T_e > T_a \end{cases} \quad (2.4)$$

donde

- T_a es el límite inferior de la meseta del espectro de diseño
 R_o es la sobrerresistencia índice, dependiendo del sistema estructural

figura 3: CFE, 2015. Metodología para el cálculo del factor reductor por sobrerresistencia (R)

Se puede observar que el procedimiento para calcular las variables β , Q' , R , resulta ser complejo para estructuras más comunes y sencillas, así mismo al incluir formulas nuevas e inusuales se torna más complicado para los ingenieros durante su día a día en la etapa de cálculo.

Por esta situación se decidió establecer fórmulas de elaboración propia (2, 3, 4) para obtener β , Q' , R , que conservan el formato establecido en el manual de obras civiles de la CFE del año 2015, como se muestra a continuación:

$$\beta = \left(\frac{x}{\xi}\right)^y \quad (2); \quad Q' = 1 + \left(Q * z * \frac{T}{T_b}\right) \quad (3); \quad R = R_o + \left(x * \frac{T^y}{T_a^y}\right) \quad (4)$$

Donde (x, y, z) son valores constantes y serán las incógnitas que debemos encontrar utilizando un caso de estudio teórico que se mostrara a continuación:

La superestructura estará presente en zona sísmica B, grupo B1, desplantada en suelo tipo III, con $T_a = 0.3$, $T_b = 2$ seg, $Q = 2$, $R_o = 2$, $\rho = 1.25$, $\xi = 0.06$, $\alpha = 0.8$.

Cuando $T = 0.15$ seg, $\frac{T}{T_a} = 0.5$; $\frac{T}{T_b} = 0.075$; $S_a = 0.6536$; $a' = 0.2729$

$$0.2721 = \frac{0.6426 * (\frac{x}{0.06})^y}{(0.8) * (1 + 0.15z) * (2 + x * (0.5^y)) * (1.25)}$$

$$2.3653 * (16.67x)^y = (1 + 0.15z)(2 + x * (0.5^y))$$

Cuando $T = 1.15$ seg, $\frac{T}{T_a} = 3.833$; $\frac{T}{T_b} = 0.575$; $S_a = 1.0245$; $a' = 0.210$

$$0.210 = \frac{1.0245 * (\frac{x}{0.06})^y}{(0.8) * (1 + 1.15z) * (2 + x * (3.833^y)) * (1.25)}$$

$$4.88 * (16.67x)^y = (1 + 1.15z)(2 + x * (3.833^y))$$

Cuando $T = 3.5$ seg, $\frac{T}{T_a} = 11.67$; $\frac{T}{T_b} = 1.75$; $S_a = 0.2219$; $a' = 0.0398$

$$0.0398 = \frac{0.2219 * (\frac{x}{0.06})^y}{(0.8) * (1 + 3.5z) * (2 + x * (11.67^y)) * (1.25)}$$

$$5.57 * (16.67x)^y = (1 + 3.5z)(2 + x * (11.67^y))$$

Después de la respectiva sustitución que se acaba de realizar, resulta que el sistema de ecuaciones de 3 incógnitas será el siguiente:

$$2.365 * (16.67x)^y = (1 + 0.15z)(2 + x * (0.5^y))$$

$$4.880 * (16.67x)^y = (1 + 1.15z)(2 + x * (3.833^y))$$

$$5.570 * (16.67x)^y = (1 + 3.5z)(2 + x * (11.67^y))$$

Utilizando la calculadora CASIO CLASSPAD 330, para resolver el sistema ecuaciones resulta que el sistema es linealmente dependiente, por ende, la incógnita z del sistema están en función de las incógnitas (x, y) con se muestra a continuación:

$$z = \frac{(2.365 * (16.67x)^y) - 2 - (x * (0.5^y))}{0.15 * (2 + (x * (0.5^y)))}$$

Ante esto se debe proponer el valor que tendrá las incógnitas (x, y), por eso mismo para conservar similitud con las fórmulas establecidas en el Manual de Obras Civiles de la CFE (2015), se propone que x = 0.05, y = 0.5, dando como resultado, z = 0.4055.

Por ende, las ecuaciones propuestas para obtener β, Q', R , quedan de la siguiente manera (5,6,7):

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.5} \quad (5); \quad Q' = 1 + \left(Q * 0.405 * \frac{T}{T_b}\right) \quad (6); \quad R = R_o + \left(0.05 * \frac{T^{0.5}}{T_a^{0.5}}\right) \quad (7)$$

Obteniendo como resultado la siguiente ecuación de realización propia (8) para la obtención del valor α' :

$$\alpha' \approx \frac{(S_a) * \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^{0.5}}{(\alpha) * \left(1 + \left(0.4055 * Q * \frac{T}{T_b}\right)\right) * \left(R_o + \left(0.05 * \frac{\sqrt{T}}{\sqrt{T_a}}\right)\right) * (\rho)} \quad (8)$$

ANEXO D. TABLA DE COEFICIENTES DE MOMENTOS FLEXIONANTES PARA TABLEROS RECTANGULARES

Tablero	Momento	Claro	1 2													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
Interior Todos los bordes continuos	Negativo en	corto	998	1018	1160	1450	907	1096	736	894	607	742	503	619	418	519
	bordes	largo	516	544	550	630	517	620	492	604	466	577	436	543	418	519
	interiores															
	Positivo	corto	630	668	312	322	331	310	330	329	298	302	256	259	209	209
		largo	175	181	139	144	174	139	200	172	213	192	216	204	209	209
De borde Un lado corto discontinuo	Negativo en	corto	998	1,018	1,163	1,691	965	1,326	785	1,072	652	895	546	746	460	639
	bordes	largo	516	544	561	630	525	620	498	604	470	577	440	543	421	639
	interiores															
	Negativo en	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	331	288	311	307	276	288	238	255
		largo	179	187	232	201	263	225	266	254	266	270	263	277	286	346
De borde Un lado largo discontinuo	Negativo en	corto	1060	1143	1292	2597	981	1219	777	965	628	777	512	596	421	519
	Bordes	largo	587	687	566	883	540	829	513	769	482	735	483	700	461	652
	interiores															
	Negativo en	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Bordes															
	discontinuos															
	Positivo	corto	751	912	458	561	433	520	383	443	323	373	293	321	286	346
		largo	185	200	217	235	237	274	248	289	250	287	243	282	238	266
De esquina Dos lados adyacentes discontinuos	Negativo en	corto	1,060	1,143	1,382	1,899	1,046	1,410	830	1,119	675	785	557	759	465	652
	Bordes	largo	600	713	580	875	545	829	516	769	484	704	486	700	465	652
	interiores															
	Negativo en	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
	Borde	largo	326	0	333	0	320	0	298	0	270	0	241	0	190	0
	discontinuo															
	Positivo	corto	751	912	452	523	437	535	397	490	338	436	306	386	296	381
		largo	191	212	298	345	294	362	292	368	288	365	274	358	289	381
Extremo Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Negativo en	corto	1,060	1,143	1,470	2,146	1,108	1,602	882	1,272	730	1,050	650	886	570	710
	borde	continuo														
	Negativo en	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
	bordes	largo	220	0	361	0	337	0	310	0	280	0	220	0	220	0
	discontinuos															
	Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
Extremo Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Negativo en	largo	570	710	570	1172	570	1122	570	1042	570	949	570	852	570	710
	borde	continuo														
	Negativo en	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
	borde	largo	330	0	448	0	402	0	220	0	313	0	220	0	220	0
	discontinuo															
	Positivo	corto	1,100	1,670	960	1,060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
Aislado Cuatro lados discontinuos	Negativo en	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
	bordes	largo	330	0	446	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	discontinuos															
	Positivo	corto	1,100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

⁽¹⁾ Para las franjas de columna (véase 6.6.4.3.2 y 6.7.2.6.4.2), los coeficientes se multiplicarán por 0.60.

⁽²⁾ Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

⁽³⁾ Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

figura 1: NTCDEEC, 2023. Tabla de coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares.

ANEXO E. DEDUCCIÓN DE LA METODOLOGIA PROPUESTA PARA EL CALCULO DE LA DEFLEXIÓN MAXIMA REAL INMEDIATA DE UNA LOSA DE CONCRETO REFORZADO QUE TRABAJA EN DOS DIRECCIONES

Para la realización de este procedimiento se procede a calcular la deflexión real inmediata en un tablero de losa con todos sus lados discontinuos; losa colada monolíticamente con sus apoyos; $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$; $E_c = 221359 \text{ kg/cm}^2$; $\rho = 0.00333$; t = espesor de la losa = 12 cm; $r = 2 \text{ cm}$; $a_1 = 350 \text{ cm}$; $a_2 = 400 \text{ cm}$; $a_1/a_2 = 0.875$; el tablero de losa trabaja en dos direcciones.

$$W_{m2} = \text{Carga muerta actuante} + \text{carga viva actuante} = 578 \text{ kg/m}^2$$

$$W_m = (578 \text{ kg/m}^2) * (1 \text{ m}) = 578 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$I_g \text{ de un tablero de losa} = (b) * \left(\frac{t^3}{12} \right) = 14400 \text{ cm}^4$$

Donde:

b = base de la sección transversal = 100 cm

$$I_{efectiva} = (0.10 + 25\rho) * \left(1.2 - 0.2 \left(\frac{b}{d} \right) \right) * (I_g) \quad (1)$$

$$(0.175 * I_g) \leq I_{efectiva} \leq (0.5 * I_g)$$

Donde:

b = base de la sección transversal = 100 cm

d = peralte efectivo de la sección transversal = $t - r = 10 \text{ cm}$

$$I_{efectiva} = (0.10 + 25(0.00333)) * \left(1.2 - 0.2 \left(\frac{100}{10} \right) \right) * (14400 \text{ cm}^4) = -2111.04 \text{ cm}^4$$

Como no se pueden usar valores negativos para la inercia efectiva, se utilizar el valor mínimo que puede tomar:

$$I_{efectiva} = (0.175 * I_g) = 2520 \text{ cm}^4 \quad (2)$$

Como todos los lados del tablero son discontinuos (simplemente apoyados), la deflexión máxima real inmediata de la losa que va trabajar en dos direcciones se va calcular con la siguiente ecuación (3), establecida por Timoshenko y Woinowsky-Krieger utilizando el método de Navier, en el año de 1970 en el libro de Teoría de placas y laminas:

$$\text{deflexión máxima} = \frac{16 * W}{(\pi^6) * (E * I) * \left(\frac{a_1^4 + (2 * a_1^2 * a_2^2) + a_2^4}{(a_1^4 * a_2^4)} \right)} \quad (3)$$

donde:

$$W = W_m = \left(578 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \right) * (1 \text{ m}) = 578 \frac{\text{kg}}{\text{m}} = 5.78 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

$$E = E_c = 221359 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$I = I_{efectiva} = (0.175 * I_g) = 2520 \text{ cm}^4$$

$$a_1 = 350 \text{ cm}; a_2 = 400 \text{ cm}$$

$$\text{deflexión máxima real inmediata} = 0.83 \text{ cm}$$

Si establecemos que bajo las condiciones de apoyo anteriormente establecidas:

$$\delta_{losa\ 2\ direcciones} = \frac{5 * W * L^4}{384 * (E * I)} \quad (4)$$

Donde:

$$W = (W_m) = (W_{m2}) * (1\ m) * (x) * \left(\frac{a_2}{a_1}\right) = (1.1428 * x) * \left(578\ \frac{kg}{m}\right) = (6.605 * x) * \left(\frac{kg}{m}\right)$$

$$E = E_c = 221359\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$I = I_{efectiva} = (0.175 * I_g) = 2520\ cm^4$$

$$L = a_1 = 350\ cm$$

$$\delta_{losa\ 2\ direcciones} = 0.83\ cm = \frac{5 * 6.605 * x * 350^4}{384 * (221359 * 2520)}$$

$$x = \frac{0.83 * 384 * 221359 * 2520}{5 * 6.605 * 350^4} = 0.36$$

Por simplicidad de aplicación, cuando se requiere analizar deflexiones en losas que trabajan en dos direcciones, se utilizarán las siguientes variables:

b = base de la sección transversal = 100 cm.

h = peralte total de la sección transversal = t = espesor de la losa

W de servicio en kg/cm = (W de servicio en kg/cm²) * (100 cm) * (0.4) * (a₂ / a₁)

L = longitud de la trabe = a₁ = longitud del claro corto de la losa

a₂ = longitud del claro largo de la losa

ANEXO F. DEDUCCIÓN DE LA METODOLOGIA PROPUESTA PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS RECTANGULARES Y CUADRADAS

Para la realización de este procedimiento se proponen las siguientes secciones transversales típicas de columnas de concreto reforzado ($f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$), trabajando con relación $\frac{e}{h}$ de diferente magnitud en ambas direcciones de análisis como se muestra a continuación:

Columna	Ag (cm2)	hx (cm)	hy (cm)	As (cm2)	cuantia	q
C-1	900	30	30	15.84	0.0176	0.34785882
C-2	2500	50	50	35.64	0.014256	0.28176565
C-3	10000	100	100	103.32	0.010332	0.20420894
C-4	900	30	30	28.5	0.03166667	0.62588235
C-5	2500	50	50	62.7	0.02508	0.49569882
C-6	10000	100	100	202.8	0.02028	0.40082824

Columna	Ag (cm2)	hx (cm)	hy (cm)	As (cm2)	cuantia	q
C-7	750	25	30	13.2	0.0176	0.34785882
C-8	2700	45	60	38.4922	0.01425637	0.28177297
C-9	1750	35	50	18.081	0.010332	0.20420894
C-10	1400	40	35	44.3338	0.031667	0.62588894
C-11	2000	20	100	50.16	0.02508	0.49569882
C-12	2000	50	40	40.56	0.02028	0.40082824

Las magnitudes a utilizar en las relaciones $\frac{e}{h}$ en este caso de estudio son las siguientes:

Columna 1 (C-1);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 2 (C-2);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1
0.1414	0.1414
0.2828	0.2828
0.5656	0.5656
1.06066	1.06066
2.12132	2.12132

Columna 3 (C-3);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 4 (C-4);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1
0.1414	0.1414
0.2828	0.2828
0.5656	0.5656
1.06066	1.06066
2.12132	2.12132

Columna 5 (C-5);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 6 (C-6);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1
0.1414	0.1414
0.2828	0.2828
0.5656	0.5656
1.06066	1.06066
2.12132	2.12132

Columna 7 (C-7);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 8 (C-8);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 9 (C-9);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 10 (C-10);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 11 (C-11);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

Columna 12 (C-12);	
ex/hx	ey/hy
0.1	0.1414
0.1414	0.2828
0.2828	0.5656
0.5656	1.06066
1.06066	2.12132
2.12132	0.1

e_x = excentricidad actuante en la columna paralela a la dirección de análisis x

e_y = excentricidad actuante en la columna paralela a la dirección de análisis y

h_x = dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la dirección x

h_y = dimensión de la sección transversal de la columna paralela a la dirección y

r_x = recubrimiento utilizado en la columna paralelo a la dirección x

r_y = recubrimiento utilizado en la columna paralelo a la dirección y

Así mismo se procede a calcular las siguientes variables “ e_{xy} ”, “ h_{xy} ”, con los datos mencionados anteriormente, utilizando las fórmulas de creación propia (1,2) que se muestra a continuación:

$$e_{xy} = \sqrt{(e_x)^2 + (e_y)^2} \quad (1)$$

$$h_{xy} = \sqrt{(h_x)^2 + (h_y)^2} \quad (2)$$

Y así obtener la variable “ $\frac{e_{xy}}{h_{xy}}$ ”, que es primordial para esta metodología de predimensionamiento.

Simultáneamente se calcularon los valores de P_{R0} , P_{Rx} , P_{Ry} , P_R para cada columna de estudio utilizando los diagramas de interacción propuestos por Gonzales Cuevas en el año 2004 y las fórmulas estipuladas en las Norma Técnica Complementaria para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de la Ciudad de México del año 2023, que son las siguientes formula de la 3 a la 8):

$$P_{R0} = (0.65) * (f''c (A_g - A_s) + F_y (A_s)) \quad (3)$$

$$f''c = (0.85) * (f'c) \quad (4)$$

$$P_{Rx} = (F_R) * (A_g) * (K_x) * (f'c) \quad (5)$$

$$P_{Ry} = (F_R) * (A_g) * (K_y) * (f'c) \quad (6)$$

$$F_R = 0.65$$

$$f''c = 0.85 * (f'c) \quad (7)$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{R0}}} \quad (8)$$

P_R = Carga axial resistente de diseño aplicada con las excentricidades e_x , e_y .

P_{R0} = carga axial resistente de diseño sin aplicar excentricidades.

P_{Rx} = Carga axial resistente de diseño aplicada con la excentricidad e_x .

P_{Ry} = Carga axial resistente de diseño aplicada con la excentricidad e_y .

Para finalizar se calculó los valores de la variable propuesta " R_{exy} " en las 12 columnas analizadas con la fórmula (9) que se muestra a continuación:

$$R_{exy} = \text{factor reductor por excentricidades} = \frac{P_R}{P_{R0}} \quad (9)$$

A continuación, se muestran los valores obtenidos con la información anteriormente mencionada:

	Columna 1 (C-1);		PRO (kg) =					
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.12	0.7	0.63	0.65	0.65	102375	92137.5	68614.2714	0.414919176
0.22	0.63	0.4	0.65	0.65	92137.5	58500	45661.6109	0.276121536
0.45	0.4	0.22	0.65	0.65	58500	32175	23737.7895	0.143545415
0.85	0.22	0.1	0.65	0.65	32175	14625	10705.6096	0.064738175
1.677	0.1	0.03	0.65	0.65	14625	4387.5	3445.31563	0.020834259
1.502	0.03	0.7	0.65	0.65	4387.5	102375	4317.02298	0.026105584

	Columna 2 (C-2);		PRO (kg) =					
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.10	0.66	0.66	0.65	0.65	268125	268125	193256.532	0.441540564
0.14	0.6	0.6	0.65	0.65	243750	243750	168907.789	0.385910063
0.283	0.4	0.4	0.65	0.65	162500	162500	99770.9838	0.227950569
0.57	0.22	0.22	0.65	0.65	89375	89375	49768.8628	0.113708818
1.061	0.1	0.1	0.65	0.65	40625	40625	21301.0552	0.048667333
2.121	0.03	0.03	0.65	0.65	12187.5	12187.5	6179.78887	0.014119199

	Columna 3 (C-3);		PRO (kg) =					
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.12	0.63	0.56	0.65	0.65	1023750	910000	680601.031	0.412724973
0.22	0.56	0.39	0.65	0.65	910000	633750	482998.951	0.292896602
0.447	0.39	0.17	0.65	0.65	633750	276250	217798.195	0.132075548
0.85	0.17	0.06	0.65	0.65	276250	97500	75358.4769	0.045698322
1.677	0.06	0.03	0.65	0.65	97500	48750	33153.4007	0.020104637
1.502	0.03	0.63	0.65	0.65	48750	1023750	47885.3609	0.029038281

	Columna 4 (C-4);		PRO (kg) =					
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.10	0.8	0.8	0.65	0.65	117000	117000	83000.4799	0.418811622
0.14	0.73	0.73	0.65	0.65	106762.5	106762.5	73060.5594	0.368655837
0.283	0.48	0.48	0.65	0.65	70200	70200	42654.5923	0.215230551
0.57	0.27	0.27	0.65	0.65	39487.5	39487.5	21928.36	0.11064818
1.061	0.15	0.15	0.65	0.65	21937.5	21937.5	11611.4084	0.058589936
2.121	0.07	0.07	0.65	0.65	10237.5	10237.5	5254.46586	0.026513478

	Columna 5 (C-5);		PRO (kg) =	507823.063				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	Re _{xy} =PR/PRO
0.12	0.77	0.69	0.65	0.65	312812.5	280312.5	208547.945	0.410670488
0.22	0.69	0.45	0.65	0.65	280312.5	182812.5	141475.879	0.27859286
0.447	0.45	0.25	0.65	0.65	182812.5	101562.5	74922.9258	0.147537462
0.85	0.25	0.13	0.65	0.65	101562.5	52812.5	37296.9063	0.073444688
1.677	0.13	0.05	0.65	0.65	52812.5	20312.5	15106.541	0.029747647
1.502	0.05	0.77	0.65	0.65	20312.5	312812.5	19818.3126	0.039026019

	Columna 6 (C-6);		PRO (kg) =	1906882.250				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	Re _{xy} =PR/PRO
0.10	0.72	0.72	0.65	0.65	1170000	1170000	843892.197	0.442550764
0.14	0.65	0.65	0.65	0.65	1056250	1056250	730420.23	0.383044223
0.283	0.43	0.43	0.65	0.65	698750	698750	427745.673	0.224316773
0.57	0.23	0.23	0.65	0.65	373750	373750	207178.557	0.108647798
1.061	0.1	0.1	0.65	0.65	162500	162500	84866.0418	0.04450513
2.121	0.03	0.03	0.65	0.65	48750	48750	24690.6113	0.012948157

	Columna 7 (C-7);		PRO (kg) =	159007.500				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	Re _{xy} =PR/PRO
0.12609	0.7	0.63	0.65	0.65	85312.5	76781.25	54181.1213	0.340745696
0.24162	0.63	0.4	0.65	0.65	76781.25	48750	36700.181	0.230807861
0.49092	0.4	0.22	0.65	0.65	48750	26812.5	19409.9958	0.122069687
0.81793	0.22	0.1	0.65	0.65	26812.5	12187.5	8844.99352	0.055626266
2.09050	0.1	0.03	0.65	0.65	12187.5	3656.25	2863.14283	0.018006338
1.65765	0.03	0.7	0.65	0.65	3656.25	85312.5	3585.04054	0.022546361

	Columna 8 (C-8);		PRO (kg) =	545428.236				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	Re _{xy} =PR/PRO
0.12609	0.66	0.6	0.65	0.65	289575	263250	184550.009	0.338358004
0.24162	0.6	0.4	0.65	0.65	263250	175500	130492.862	0.239248454
0.49092	0.4	0.22	0.65	0.65	175500	96525	70300.7748	0.128890971
0.81793	0.22	0.1	0.65	0.65	96525	43875	31929.8959	0.058540966
2.09050	0.1	0.03	0.65	0.65	43875	13162.5	10316.5094	0.018914513
1.65765	0.03	0.66	0.65	0.65	13162.5	289575	12887.7066	0.023628602

	Columna 9 (C-9);		PRO (kg) =	332979.741				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.1261	0.63	0.56	0.65	0.65	179156.25	159250	112892.696	0.339037731
0.24	0.56	0.39	0.65	0.65	159250	110906.25	81347.945	0.244302986
0.49092	0.39	0.17	0.65	0.65	110906.25	48343.75	37455.0972	0.112484613
0.81793	0.17	0.06	0.65	0.65	48343.75	17062.5	13107.8658	0.039365355
2.09050	0.06	0.03	0.65	0.65	17062.5	8531.25	5786.33417	0.017377436
1.65765	0.03	0.63	0.65	0.65	8531.25	179156.25	8347.6181	0.025069447

	Columna 10 (C-10);		PRO (kg) =	355710.771				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.1261	0.8	0.73	0.65	0.65	182000	166075	114881.673	0.322963718
0.24	0.73	0.48	0.65	0.65	166075	109200	80856.351	0.227309257
0.49092	0.48	0.27	0.65	0.65	109200	61425	44196.448	0.12424827
0.81793	0.27	0.15	0.65	0.65	61425	34125	23379.3587	0.065725754
2.09050	0.15	0.07	0.65	0.65	34125	15925	11199.8255	0.031485764
1.65765	0.07	0.8	0.65	0.65	15925	182000	15272.4029	0.04293489

	Columna 11 (C-11);		PRO (kg) =	468759.750				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.1261	0.77	0.69	0.65	0.65	250250	224250	158177.195	0.337437665
0.24	0.69	0.45	0.65	0.65	224250	146250	109127.099	0.232799636
0.49092	0.45	0.25	0.65	0.65	146250	81250	58782.001	0.125398994
0.81793	0.25	0.13	0.65	0.65	81250	42250	29548.1709	0.063034787
2.09050	0.13	0.05	0.65	0.65	42250	16250	12037.4879	0.02567944
1.65765	0.05	0.77	0.65	0.65	16250	250250	15772.578	0.033647466

	Columna 12 (C-12);		PRO (kg) =	440049.750				
exy/hxy	Kx	Ky	FR en "x"	FR en "y"	PRx (kg)	PRy (kg)	PR (kg)	R _{exy} = PR/PRO
0.1261	0.72	0.65	0.65	0.65	234000	211250	148483.352	0.337424012
0.24	0.65	0.43	0.65	0.65	211250	139750	103983.693	0.236299857
0.49092	0.43	0.23	0.65	0.65	139750	74750	54761.2403	0.124443294
0.81793	0.23	0.1	0.65	0.65	74750	32500	23880.7756	0.054268354
2.09050	0.1	0.03	0.65	0.65	32500	9750	7630.04284	0.017339046
1.65765	0.03	0.72	0.65	0.65	9750	234000	9563.41696	0.021732581

con los valores de " R_{exy} " obtenidos en las columnas de estudio, se procede a calcular los promedios de " R_{exy} " en función de los valores de " $\frac{e_{xy}}{h_{xy}}$ " presentes en las columnas de estudio, como se muestra a continuación:

exy/hxy	valor promedio de R_{exy}
0.100	0.434300984
0.12	0.412771546
0.1261	0.335994471
0.14	0.379203375
0.22	0.282536999
0.24	0.235128009
0.283	0.222499298
0.447	0.141052808
0.49092	0.122922638
0.5656	0.111001598
0.81793	0.05609358
0.850	0.061293728
1.06066	0.050587466
1.502	0.031389962
1.65765	0.028259891
1.677	0.023562181
2.09050	0.02146709
2.121	0.017860278

Con los valores de " e_{xy}/h_{xy} " se estableció un conjunto de intervalos, así mismo utilizando algebra básica se generó una fórmula (de la 10 a la 13) para obtener el valor de " R_{exy} " en cada de uno de los intervalos como se muestra a continuación:

$$si \ 0.00 < (e_{xy}/h_{xy}) \leq 0.10; \quad Re_{xy} = 0.85 - (4.20 * e_{xy}/h_{xy}) \quad (10)$$

$$si \ 0.10 < (e_{xy}/h_{xy}) \leq 0.45; \quad Re_{xy} = 0.45 - (0.7 * e_{xy}/h_{xy}) \quad (11)$$

$$si \ 0.45 < (e_{xy}/h_{xy}) \leq 1.00; \quad Re_{xy} = 0.17 - 0.13 (e_{xy}/h_{xy}) \quad (12)$$

$$si \ 1.00 < (e_{xy}/h_{xy}) \leq 3.00; \quad Re_{xy} = 0.08 - 0.03 (e_{xy}/h_{xy}) \quad (13)$$

De esta manera compararemos los valores promedios de R_{exy} de las columnas de estudios con los obtenidos con la formula de su respectivo Intervalo de e_{xy} / h_{xy} :

e_{xy}/h_{xy}	valor promedio de R_{exy}	valor de R_{exy} obtenido con formula
0.100	0.434300984	0.43
0.12	0.412771546	0.36427649
0.1261	0.335994471	0.361738703
0.14	0.379203375	0.35102
0.22	0.282536999	0.293498879
0.24	0.235128009	0.280862902
0.283	0.222499298	0.25204
0.447	0.141052808	0.136997757
0.49092	0.122922638	0.106180589
0.5656	0.111001598	0.096472
0.81793	0.05609358	0.06366859
0.850	0.061293728	0.059503709
1.06066	0.050587466	0.0481802
1.502	0.031389962	0.034950035
1.65765	0.028259891	0.030270496
1.677	0.023562181	0.029688479
2.09050	0.02146709	0.017284995
2.121	0.017860278	0.0163604

Podemos observar que la variación porcentual promedio que existen entre el valor de R_{exy} obtenido con la formula de su respectivo intervalo y el valor de R_{exy} obtenido en las columnas de estudio es de ± 2.42 %.

Ya establecido el comportamiento que tendrá el “ R_{exy} ” (factor reductor por excentricidades) en función a los valores de “ e_{xy} / h_{xy} ” presente en la columna, se procede a obtener una fórmula para calcular el área bruta (A_g) de la sección transversal de la columna a analizar.

Para la creación de una fórmula adecuada para calcular el área bruta (A_g) de la sección transversal de la columna que se desea analizar, se estableció los siguientes parámetros:

P_u = Carga axial de diseño actuante en el elemento estructural vertical

P_R = Carga axial resistente de diseño aplicada con las excentricidades e_x, e_y

$$P_R \geq P_u$$

$$P_R = (Re_{xy}) * (P_{R0})$$

$$P_u = (Re_{xy}) * (0.65) * (f''c (A_g - A_s) + F_y (A_s))$$

$$F_y = (20) * (f''c)$$

$$A_s = (0.02) * (A_g)$$

$$h_x = h_y; A_g = (h_x)^2 = (h_y)^2; \text{ como si fuera una sección cuadrada}$$

La relación $(e_{xy} / h_{xy}) = 0.725$, será considerada la más óptima y común a la hora de diseñar columnas de concreto reforzado, por ende, para calcular el factor reductor por excentricidades se usará la expresión, $Re_{xy} = 0.17 - 0.13 (e_{xy} / h_{xy})$

$$h_{xy} = \sqrt{(h_x)^2 + (h_y)^2} = \sqrt{(2) * (A_g)} = (1.4142) * (A_g)^{0.5}$$

$$\frac{e_{xy}}{(1.4142) * (A_g)^{0.5}} = 0.725; (A_g)^{0.5} = (0.975329) * (e_{xy})$$

$$P_u = \left(0.17 - 0.13 \left(\frac{e_{xy}}{(1.4142) * (A_g)^{0.5}} \right) \right) * (0.65) * (f''c (0.98 * A_g) + f''c (0.4 * A_g))$$

$$P_u = \left(0.17 - 0.09192 \left(\frac{e_{xy}}{(A_g)^{0.5}} \right) \right) * (f''c (0.637 * A_g) + f''c (0.26 * A_g))$$

$$P_u = \left(0.17 - 0.09192 \left(\frac{e_{xy}}{(A_g)^{0.5}} \right) \right) * (f''c \ (0.897 * A_g))$$

$$P_u = (0.1525 * f''c * A_g) - (0.08245 * e_{xy} * f''c * (A_g)^{0.5})$$

$$P_u = (0.1525 * f''c * A_g) - (0.08245 * e_{xy} * f''c * (0.975329 * e_{xy}))$$

$$P_u = (0.1525 * f''c * A_g) - (0.080415876 * (e_{xy})^2 * f''c)$$

$$A_g = \frac{(P_u) + (0.080415876 * (f''c) * (e_{xy})^2)}{(0.1525 * f''c)}$$

Pero como la fórmula recién obtenida (14) será utilizada para un contexto de predimensionamiento quedará de la siguiente manera:

$$A_g \approx \frac{(P_u) + (0.080415876 * (f''c) * (e_{xy})^2)}{(0.1525 * f''c)} \quad (14)$$

BIBLIOGRAFÍA

AENOR (1998). Eurocódigo 8: estructuras sismo resistentes. Parte 1-2 Reglas generales para los edificios. Madrid, España.

Ayuntamiento Constitucional de Tuxtla Gutiérrez Chiapas. (2017). REGLAMENTO DE CONSTRUCCIÓN PARA EL MUNICIPIO DE TUXTLA GUTIÉRREZ. Periódico Oficial Del Estado De Chiapas.

Bazán M. & Meli R. (2004). Diseño Sísmico de Edificios. México, D.F. LIMUSA.

Comisión Federal de Electricidad. (2015). C.1.3 Diseño por Sismo. En Manual de Diseño de Obras Civiles (25-38, 69-92). México, D.F.: Instituto de Investigaciones Eléctricas.

Díaz Canales M. (1987). Apuntes de Mecánica de materiales III. Estabilidad de elementos estructurales. México, D.F. UNAM.

Encino Cruz, B. D. & Torija Gutiérrez, A. M. (2022) SIMULACIÓN NUMÉRICA EN ETABS, SMATHSTUDIO Y EXCEL DEL EDIFICIO “E” DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNACH, PARA REVISAR SU ESTABILIDAD ESTRUCTURAL ANTE EVENTOS SÍSMICOS (Título profesional, Universidad Autónoma De Chiapas) Repositorio Académico de la Universidad Autónoma De Chiapas.

E. Suárez, Luis (2014). Análisis de Estructuras con Cargas Dinámicas. Mayagüez, Puerto Rico.

Gómez Chávez, S.I. (2007). Análisis Sísmico Moderno Con Ética Aplicada. México, D.F. Trillas.

González Cuevas, O. M. (2006). Análisis Estructural. México, D.F. LIMUSA.

Herbert, G. W. (1987). Steel Construction Manual (8ª ed., 2ª reimp.). American Institute of Steel Construction.

Hibbeler R.C. (1998), Mecánica de Materiales. México, D.F. McGraw Hill.

NTCDCEC (2023), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Reglamento de Construcción de la Ciudad de México. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

NTCDCEM (2023), Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería, Reglamento de Construcción de la Ciudad de México. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

NTCDS (2023), Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Reglamento de Construcción de la Ciudad de México. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, México.

Oficina de las Naciones Unidas para la Reducción del Riesgo de Desastres (2015), Marco de Sendai para la Reducción del Riesgo de Desastres. 2015-2030. Sendai, Japón. ONU.

Organización de las Naciones Unidas (1948), Declaración Universal de los Derechos Humanos. Francia, Paris. ONU.

Paz Tenorio, J. A., González Herrera, R., Moreno Ceballo, R., Gómez Ramírez, M. (2017). Mapa de susceptibilidad a procesos gravitacionales, Tuxtla Gutiérrez, Chiapas, México. Eventos detonados por el sismo del 7 de septiembre.

Spiegel, Murray R. (1976). Teoría y Problemas de Probabilidad y Estadística. México, D.F. McGraw Hill.

Schultz, A. (1993). "Approximating lateral stiffness of stories in elastic frames", Journal of Structural Engineering, Vol.118, No. 1, pp. 243-263.

Timoshenko, S. P., and Woinowsky-Krieger, S. (1975). Teoría de Placas y Láminas. España, Bilbao. Urmo.

INEGI. (2020). Población total (Número de habitantes). Cuéntame de México
<https://cuentame.inegi.org.mx/poblacion/habitantes.aspx?tema=P#:~:text=%C2%BFCu%C3%A1nto%20aument%C3%B3%20la%20poblaci%C3%B3n%3F,en%2014%20millones%20de%20habitantes>

Notimex. (24 de septiembre de 2013). Lluvias dejan más de 1,000 casas afectadas en Tuxtla Gutiérrez. El Economista.
<https://www.eleconomista.com.mx/politica/Lluvias-dejan-mas-de-1000-casas-afectadas-en-Tuxtla-Gutierrez-20130924-0131.html>