



Universidad de San Carlos de Guatemala

Facultad de Ingeniería

Escuela de Estudios de Postgrado

Maestría en Ciencias en Estructuras

**DISEÑO DE ESTRUCTURA COMBINADA PARA EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS DE
CONCRETO REFORZADO EN PLANTA BAJA, ENFOCADO EN LA EVALUACIÓN DE
ASIMETRÍAS DE RIGIDEZ, MASAS Y RESPUESTA ESTRUCTURAL**

Ing. Carlos Fernando Lucero de León

Asesorado por el MSc. Ing. Luis Gabriel García Ramos

Guatemala, marzo de 2024

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**DISEÑO DE ESTRUCTURA COMBINADA PARA EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS DE
CONCRETO REFORZADO EN PLANTA BAJA, ENFOCADO EN LA EVALUACIÓN DE
ASIMETRÍAS DE RIGIDEZ, MASAS Y RESPUESTA ESTRUCTURAL**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA
POR

ING. CARLOS FERNANDO LUCERO DE LEÓN
ASESORADO POR EL MSC. ING. LUIS GABRIEL GARCÍA RAMOS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE
MAESTRO EN CIENCIAS EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

GUATEMALA, MARZO DE 2024

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a. i.)
VOCAL II	Ing. Mario Renato Escobedo Martínez
VOCAL III	Ing. José Milton de León Bran
VOCAL IV	Ing. Kevin Vladimir Cruz Lorente
VOCAL V	Ing. Fernando José Paz González
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN DE
DEFENSA DE TRABAJO DE GRADUACIÓN**

DECANO	Ing. José Francisco Gómez Rivera (a. i.)
EXAMINADORA	Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
EXAMINADOR	Mtro. Ing. Armando Fuentes Roca
EXAMINADOR	Mtro. Ing. José Humberto Rosal Paz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

DISEÑO DE ESTRUCTURA COMBINADA PARA EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADO EN PLANTA BAJA, ENFOCADO EN LA EVALUACIÓN DE ASIMETRÍAS DE RIGIDEZ, MASAS Y RESPUESTA ESTRUCTURAL

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Estudios de Postgrado con fecha 12 de noviembre de 2020.



Ing. Carlos Fernando Lucero De León

Decanato
Facultad de Ingeniería
24189101- 24189102
secretariadecanato@ingenieria.usac.edu.gt

LNG.DECANATO.OI.121.2024

El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Estudios de Posgrado, al Trabajo de Graduación titulado: **DISEÑO DE ESTRUCTURA COMBINADA PARA EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADO EN PLANTA BAJA, ENFOCADO EN LA EVALUACIÓN DE ASIMETRÍAS DE RIGIDEZ, MASAS Y RESPUESTA ESTRUCTURAL**, presentado por: **Ing. Carlos Fernando Lucero de León**, que pertenece al programa de Maestría en ciencias en Estructuras después de haber culminado las revisiones previas bajo la responsabilidad de las instancias correspondientes, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE:


Ing. José Francisco Gómez Rivera
Decano a.i.



Guatemala, marzo de 2024

JFGR/gaoc



Guatemala, marzo de 2024

LNG.EEP.OI.121.2024

En mi calidad de Directora de la Escuela de Estudios de Postgrado de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer el dictamen del asesor, verificar la aprobación del Coordinador de Maestría y la aprobación del Área de Lingüística al trabajo de graduación titulado:

“DISEÑO DE ESTRUCTURA COMBINADA PARA EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADO EN PLANTA BAJA, ENFOCADO EN LA EVALUACIÓN DE ASIMETRÍAS DE RIGIDEZ, MASAS Y RESPUESTA ESTRUCTURAL”

presentado por **Ing. Carlos Fernando Lucero de León** correspondiente al programa de **Maestría en ciencias en Estructuras** ; apruebo y autorizo el mismo.

Atentamente,

“Id y Enseñad a Todos”


Mtra. Inga. Aurelia Anabela Cordova Estrada
Directora
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería





Guatemala, 21 de octubre de 2021

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director, Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que se ha revisado y APROBADO la siguiente TESIS DE GRADUACIÓN titulado: "DISEÑO DE ESTRUCTURA COMBINADA PARA EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADO EN PLANTA BAJA, ENFOCADO EN LA EVALUACIÓN DE ASIMETRÍAS DE RIGIDEZ, MASAS Y RESPUESTA ESTRUCTURAL" del estudiante Carlos Fernando Lucero De León, quien se identifica con numero de carné 97-12969, del programa de Maestría en Estructuras.

Con base en la evaluación realizada, se hace constar que se ha evaluado la calidad, validez, pertinencia y coherencia de los resultados obtenidos en el trabajo presentado y según lo establecido en el Normativo de Tesis y Trabajos de Graduación aprobado por Junta Directiva de la Facultad de Ingeniería Punto Sexto inciso 6.10 del Acta 04-2014 de sesión celebrada el 04 de febrero de 2014.

Por lo anterior, se entrega con la presente, la hoja de evaluación aprobada por el docente del curso y toda la documentación administrativa de respaldo, para su aprobación correspondiente por parte de la Escuela de Estudios de Postgrado.

· Sin otro particular

Vo. Bo.
Msc. Ing. Armando Fuentes Roca
Coordinador Área Estructuras
Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería

Guatemala, 26 de septiembre de 2023

MSc. Ing Edgar Álvarez Cotí
Director Escuela de Estudios de Postgrado
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Por este medio informo a usted, que, como **ASESOR**, he revisado y aprobado la siguiente **TÉSIS DE GRADUACIÓN** del alumno:

Carné: 97-12969

Alumno: CARLOS FERNÁNDO LUCERO DE LEÓN

Maestría: Estructuras

Título de la Investigación: DISEÑO DE ESTRUCTURA COMBINADA PARA EDIFICIO DE 4 NIVELES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADO EN PLANTA BAJA, ENFOCADO EN LA EVALUACIÓN DE ASIMETRÍAS DE RIGIDEZ, MASAS Y RESPUESTA ESTRUCTURAL.

En este sentido, extendiendo el Visto Bueno correspondiente, para el cumplimiento de requisitos de la Escuela de Estudios de Postgrado, de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Sin otro particular

Luis Gabriel García Ramos
INGENIERO CIVIL
COLEGIADO 13219
MSc. INGENIERIA SANITARIA



Msc. Luis Gabriel García Ramos
Asesor

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Padre de todo conocimiento, que, con su luz divina, me guio durante el curso de mi carrera académica, permitiéndome alcanzar el éxito.

Mis padres

Horacio Lucero García y Elena Edelmira de León de Lucero (q. e. p. d.), muy especialmente por el apoyo brindado, por su invaluable ayuda, y como recompensa a su esfuerzo, infinitas gracias.

Mi esposa

Arlette Beatriz Ruiz Ramírez, por el apoyo brindado en el transcurrir de la carrera.

Mis hijos

Valeria Fernanda, Carlos Sebastián y Ana Valentina Lucero, angelitos bellos que me motivan e inspiran día con día, para alcanzar las metas propuestas, con todo mi corazón.

Mis hermanos

Luis Manolo, Patricia Elizabeth, Liliam del Rosario, Félix Armando, Edwin Horacio y Brenda Carolina Lucero de León, a ustedes con cariño.

AGRADECIMIENTOS A:

**Universidad de San
Carlos de Guatemala y
Facultad de Ingeniería**

Techo bajo el cual adquirí el conocimiento que ahora me permite realizarme como profesional.

Mi familia en general

Por el apoyo que cada miembro de ella, de una u otra forma me brindó para alcanzar este éxito, el cual comparto hoy con ustedes.

Mi querida Guatemala

Por permitirme contribuir al desarrollo de tan noble institución, habiendo aportado mi grano de arena para un crecimiento integral de la misma.

**Todos aquellos que no
se mencionaron**

Pero que me brindaron aliento y fuerza para seguir adelante en tan hermoso reto.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	VII
LISTA DE SÍMBOLOS	XI
GLOSARIO	XIII
OBJETIVOS.....	XVII
HIPÓTESIS.....	XIX
INTRODUCCIÓN	XXI
1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE	1
1.1. Configuración y tipología estructural de sede tipo 1	1
1.2. Configuración y tipología estructural de sede tipo 2	2
1.3. Configuración y tipología estructural de sede tipo 3	3
1.4. Congruencia entre tipología existente y aspectos de seguridad	4
1.4.1. Estructura principal	5
1.4.2. Muros.....	7
2. REQUISITOS DE AGIES NSE 2020 PARA ANÁLISIS SÍSMICOS	9
2.1. Parámetros para modelar la respuesta sísmica de los sistemas estructurales	10
2.1.1. Categoría ocupacional.....	10
2.1.2. Nivel de protección sísmica	10
2.1.2.1. Factor R.....	12
2.1.2.2. Factor Ω_r	14
2.1.2.3. Factor ρ	15

2.2.	Método de la carga sísmica estática equivalente	17
2.2.1.	Cálculo de cargas muertas.....	17
2.2.1.1.	Datos para cálculo de carga muerta.....	18
2.2.2.	Integración de peso estructural	19
2.2.3.	Cálculo de carga muerta	20
2.2.3.1.	Sótano	20
2.2.3.2.	Primer nivel	21
2.2.3.3.	Segundo nivel.....	22
2.2.3.4.	Tercer nivel.....	24
2.2.4.	Cálculo de carga viva	26
2.2.4.1.	Cálculo de peso sísmico efectivo W_s ...	26
2.2.5.	Cortante basal al límite de cedencia	27
2.2.6.	Coeficiente sísmico al límite de cedencia.....	28
2.2.7.	Período de vibración empírico.....	32
2.2.7.1.	Cálculo del período expresado en segundos.....	33
2.2.8.	Distribución vertical de las fuerzas	36
2.2.9.	Distribución horizontal de las fuerzas.....	39
2.2.9.1.	Cálculo de rigidez.....	40
2.2.9.2.	Sótano	41
2.2.9.3.	Primer nivel	43
2.2.9.4.	Segundo nivel.....	44
2.2.9.5.	Tercer nivel.....	45
2.2.9.6.	Cálculo de corte directo.....	45
2.2.9.7.	Cálculo de centro de torsión.....	47
2.2.9.8.	Cálculo de cortante por torsión.....	49
2.3.	Método de análisis modal espectral	51
2.3.1.	Espectro sísmico para diseño	52

2.3.2.	Factor de participación modal y cortante basal del modo m.....	53
2.3.3.	Número de modos N a considerar	55
2.3.4.	Cortantes basales dinámicos.....	56
2.3.5.	Calibración del análisis modal	56
2.4.	Derivas laterales	57
2.4.1.	Derivas laterales admisibles	57
2.4.2.	Progresión de desplazamientos y derivas	57
2.4.3.	Derivas últimas máximas tolerables	58
2.4.4.	Valores máximos	59
3.	MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS	61
3.1.	Implementación de muros resistentes a ataques armados.....	62
3.1.1.	Definición del material y espesor a utilizar.....	62
3.1.2.	Análisis de arquitectura existente	63
3.1.3.	Definición de ubicación de muros blindados.....	64
3.1.4.	Definición de alturas de muros blindados	65
4.	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE	67
4.1.	Características del suelo de cimentación.....	67
4.2.	Cálculo de los coeficientes de rigidez	68
4.2.1.	Rigidez de columnas	69
4.2.1.1.	Rigidez de vigas	69
4.3.	Modelamiento de la estructura en <i>software</i>	70
4.3.1.	Definición de grilla estructural del edificio en <i>software</i>	70
4.3.2.	Definición de materiales a utilizar	71
4.3.3.	Definición de secciones de elementos estructurales	72

4.3.3.1.	Definición de secciones de columnas ..	73
4.3.3.2.	Definición de secciones de vigas	75
4.3.3.3.	Definición de secciones de muros de concreto.....	76
4.3.3.4.	Definición de muros de mampostería reforzada	78
4.3.3.5.	Definición de losas	79
4.3.4.	Dibujo de estructura principal	80
4.3.5.	Definición de cargas gravitacionales	82
4.3.5.1.	Carga muerta	83
4.3.5.2.	Carga viva	83
4.3.5.3.	Patrones de carga	84
4.3.6.	Asignación de cargas estructurales.....	85
4.3.7.	Definición de cargas sísmicas	86
4.3.7.1.	Fuente de masa	87
4.3.7.2.	Espectro de respuesta	88
4.3.7.3.	Casos de carga asociados al espectro de respuesta.....	89
4.3.8.	Combinaciones de carga.....	92
4.3.9.	Análisis estructural con <i>software</i> ETABS	94
4.4.	Obtención de períodos de vibración	95
4.4.1.	Períodos de vibración dinámicos.....	96
4.4.2.	Período fundamental de vibración.....	97
4.5.	Calibración por el método estático equivalente	97
4.6.	Porcentaje de participación de la masa.....	100
4.7.	Obtención de desplazamientos laterales	101
4.8.	Derivas últimas máximas tolerables	102
4.9.	Obtención de esfuerzos críticos por elemento.....	103

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS	107
CONCLUSIONES	111
RECOMENDACIONES.....	113
REFERENCIAS	115

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

Figura 1.	Sede tipo comisaría	1
Figura 2.	Sede tipo estación policial	3
Figura 3.	Sede tipo subestación policial.....	4
Figura 4.	Vista marcos estructurales sede policial tipo	7
Figura 5.	Grilla estructural.....	18
Figura 6.	Modelo matemático fuerzas laterales por nivel.....	39
Figura 7.	Centro geométrico y centro de torsión	48
Figura 8.	Interfaz New Model (nuevo modelo)	71
Figura 9.	Material para muros segundo y tercer nivel (Masonry)	73
Figura 10.	Sección de columna	74
Figura 11.	Sección de vigas principales.....	75
Figura 12.	Modificación de factores de rigidez en muros de concreto	77
Figura 13.	Sección en muros de concreto	78
Figura 14.	Sección en muros de mampostería reforzada	79
Figura 15.	Losa de concreto reforzado de 0.13 m	80
Figura 16.	Proceso de dibujo sótano	81
Figura 17.	Avance modelo estructural sin cargas asignadas	82
Figura 18.	Patrones de carga	85
Figura 19.	Asignación de carga a losa.....	86
Figura 20.	Fuente de masa.....	88
Figura 21.	Espectro de diseño	89
Figura 22.	Análisis sísmico en dirección X.....	91
Figura 23.	Casos de carga finales	92

Figura 24.	Combinaciones de carga.....	94
Figura 25.	Esquema general de corte y momento.....	95
Figura 26.	Tabla de períodos y frecuencias	96
Figura 27.	Aceleraciones y coeficientes sísmicos de diseño	98
Figura 28.	Proporción de participación modal de la masa.....	100
Figura 29.	Desplazamientos laterales	101
Figura 30.	Esfuerzos críticos en vigas principales.....	103
Figura 31.	Esfuerzos críticos en columnas primer nivel	104
Figura 32.	Esfuerzos críticos en columnas segundo nivel.....	105

TABLAS

Tabla 1.	Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño.....	11
Tabla 2.	Factores para diseño de sistemas sismo-resistentes.....	14
Tabla 3.	Parámetros para modelo de respuesta sísmica	16
Tabla 4.	Resumen carga muerta sótano	20
Tabla 5.	Resumen carga muerta primer nivel.....	21
Tabla 6.	Resumen carga muerta segundo nivel.....	23
Tabla 7.	Resumen carga muerta tercer nivel.....	25
Tabla 8.	Coeficientes de sitio Fa	29
Tabla 9.	Coeficientes de sitio Fv	30
Tabla 10.	Factores Kd de acuerdo con el nivel de sismo	30
Tabla 11.	Comparación de períodos	34
Tabla 12.	Altura y peso por nivel.....	37
Tabla 13.	Fuerzas por nivel.....	38
Tabla 14.	Resumen rigideces.....	45
Tabla 15.	Resumen fuerzas sísmicas eje X	50
Tabla 16.	Resumen fuerzas sísmicas eje Y	51

Tabla 17.	Derivas últimas ΔU máximas tolerables.....	59
Tabla 18.	Factor de calibración final en función de la gravedad	99
Tabla 19.	Condiciones de derivas máximas tolerables.....	103
Tabla 20.	Esfuerzos críticos	105

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h_i	Altura del nivel de estudio
h_f	Altura del nivel inferior
h_s	Altura del nivel superior
h_x	Altura del nivel x sobre la base sísmica
CM	Carga muerta
CV	Carga viva
Fa	Coeficiente de sitio para períodos cortos
Fv	Coeficiente de sitio para períodos largos
C _s	Coeficiente sísmico de diseño
X _T	Coordenada del centro de torsión en x
Y _T	Coordenada del centro de torsión en y
V _b	Cortante basal
F _x	Cortante de cedencia en el nivel x de la edificación
V _{di}	Cortante directo del nivel de análisis i
S _a (T)	Demanda sísmica de diseño
X _{iT}	Distancia del eje i al centro de torsión en dirección x
Y _{iT}	Distancia del eje i al centro de torsión en dirección y
p _b	Factor base
ρ	Factor de falta de redundancia
Ω _r	Factor de incremento de resistencia
C _d	Factor de incremento del desplazamiento elástico
ρ'	Factor de incremento por irregularidad
R	Factor de modificación de respuesta sísmica

I_o	Índice de sismicidad
m²	Metros cuadrados
NPS	Nivel de protección sísmica
S_{1s}	Ordenada espectral a períodos de vibración de 1 segundo
Scs	Ordenada espectral del sismo con período corto de vibración
T_s	Período fundamental de vibración de la estructura
Ws	Peso sísmico efectivo
k_{ci}	Rigidez de columnas en nivel de estudio
k_{vi}	Rigidez de vías en el nivel de estudio
k_{vf}	Rigidez de vigas en el nivel inferior
R_i	Rigidez del nivel i
T	Toneladas

GLOSARIO

Acero mínimo	Cantidad de acero determinada por la sección y límite de fluencia del acero necesaria para evitar grietas por los cambios debido a temperatura.
AGIES	Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica.
Asimetría	Ausencia de simetría.
Carga	Idealización de las fuerzas externas aplicadas a una estructura.
Carga muerta	Son todas aquellas fuerzas verticales que actúan en forma permanente sobre los elementos que la soportan.
Carga viva	Fuerzas verticales que actúan en forma no permanente sobre los elementos que las soportan.
Cimentación	Subestructura destinada a soportar el peso del edificio, la cual transmitirá al suelo las cargas.
Corte	Resultado de la acción de fuerzas verticales que actúan en una sección determinada de un elemento estructural.

Corte basal	Fuerza teórica aplicada en la base de un edificio, como producto de la acción de un sismo.
Derivas	Desplazamientos que se presentan en el análisis estático y dinámico en estructuras.
Ductilidad	Capacidad de deformación sin fractura en el rango inelástico que presentan los materiales.
Envolvente momentos	Diagrama de momentos en el que se superponen los momentos producidos en la estructura, derivado de las combinaciones de carga, y que sirve para determinar esfuerzos críticos.
Esfuerzos	Magnitud de una fuerza por unidad de área.
Estructura	Ordenamiento de un conjunto de elementos encargado de resistir los efectos de las fuerzas externas.
Excentricidad	Distancia que separa el centro de masa del centro de rigidez.
Fluencia	Capacidad de un material a sufrir deformaciones considerables antes de producirse la falla.
Mampostería	Obra de albañilería formada por unidad o bloques de concreto o arcillas unidas con mortero.

Mampostería reforzada	Mampostería con acero de refuerzo, y elementos horizontales y verticales como rigidizantes.
Modos de vibración	Parámetros intrínsecos de una estructura, no dependiendo directamente de las acciones a que esta está sujeta, pero sí de la masa que se definió de esas acciones y de los elementos que la constituyen.
Momento	Producto vectorial cruz entre una fuerza y una distancia (brazo).
NSE	Normas de Seguridad Estructural.
Peso específico	Peso de un material por unidad de volumen.
Período	Cantidad de tiempo que le toma a una estructura de cumplir un ciclo completo.
Rigidez	Resistencia de un material a la deformación. Es el producto de la fuerza por el desplazamiento.
Simetría	Correspondencia de posición, forma y tamaño, respecto a un punto, una línea o un plano, de los elementos de un conjunto o de dos o más conjuntos de elementos entre sí.
Sismo	Aceleración de la corteza terrestre, por un acomodamiento de placas, a una profundidad específica.

Tipo

Diseño estandarizado de un edificio, el cual, sin importar la ubicación geográfica donde se pretenda desarrollar, mantiene sus dimensiones, arquitectura, y tipología estructural.

Torsión

Solicitación que se presenta cuando se aplica un momento sobre el eje longitudinal de un elemento constructivo.

OBJETIVOS

General

Diseñar una sede policial Tipo, que contemple elementos constructivos capaces de contrarrestar posibles ataques armados, enfocando la investigación en la evaluación de asimetrías de rigideces, masas y respuesta estructural.

Específicos

1. Evaluar las eventuales asimetrías de rigideces, masas y respuesta estructural que puedan presentarse en un análisis estructural que contemple los aspectos de seguridad para el personal policial.
2. Generar diseños de proyectos Tipo de Sedes Policiales, que incluyan muros contra ataques y refuerzos especiales.
3. Establecer espesores mínimos de muros de concreto y su resistencia, en función del nivel de protección o blindaje que se requiere dar para salvaguardar la vida de los elementos policiales.

HIPÓTESIS

La tipología estructural con un sistema E3 (estructura combinada), es la opción más segura para una edificación que ejerce vigilancia y seguridad ciudadana.

INTRODUCCIÓN

La Policía Nacional Civil de Guatemala, debido a la naturaleza de las funciones que desempeña, en los últimos años, ha sido blanco de ataques armados que ha cobrado la vida de elementos policiales, así como saldo de ciudadanos heridos. En este contexto, se hace necesario abordar el tema de infraestructura policial. Actualmente, la institución cuenta con tres proyectos tipo de sedes policiales, siendo estos la subestación, la estación y la comisaría. Los edificios son de dos, tres y cuatro niveles respectivamente, contando todos con la tipología estructural de marcos de concreto reforzado, losa de entrepiso y cubierta de concreto reforzado y muros de mampostería reforzada de block pómez.

Estos proyectos, a pesar de tener un buen desarrollo de ingeniería y arquitectura, cuentan con un aspecto interesante de abordar, el cual es el material de los muros. El block pómez tiene excelentes propiedades físicas y mecánicas, sin embargo, no puede contrarrestar ataques armados, situación que no denota deficiencia, sino que simplemente su diseño no fue concebido para ello.

La propuesta de mejora es la implementación de una sede policial que contemple aspectos estructurales para el resguardo de la vida del personal policial y ciudadanía en general, contra ataques armados. Esto conduce a pensar que será indispensable una tipología estructural distinta a la que actualmente se utiliza.

En el presente trabajo, se propone la mejora de la sede policial Tipo de Comisaría, la cual consiste en un edificio de un sótano y tres niveles, realizando

una modificación estructural que integre muros de concreto reforzado en la parte baja de la edificación.

Por aspectos económicos que representaría implementar muros de concreto en todo el edificio, se hará necesaria la parcialización de este renglón, ubicando estos muros de protección, en áreas específicas, para que el proyecto continúe dentro del rango financiero viable. Esta tipología de muros parcial generará, consecuentemente, una asimetría de rigidez y de masa en la estructura, que redundará en un comportamiento dinámico poco común, el cual será analizado a efecto de enmarcarlo dentro de la filosofía de diseño sismorresistente.

Inicialmente se abordará el tema de la tipología estructural de las actuales sedes policiales tipo, en un esfuerzo de presentar el contraste entre esta, y la propuesta de mejora estructural.

Con el contexto definido de los diseños existentes en PNC, se incursionará en los requisitos de las Normas de Seguridad Estructural de AGIES, a efecto de establecer los parámetros sísmicos que apliquen a esta investigación, utilización del método de carga estática equivalente, método de análisis modal espectral, cálculo de derivas laterales, entre otros.

Posterior a lo anterior, se definirá la tipología estructural a utilizar en la propuesta de mejora. Se analizarán aspectos inherentes, tales como materiales a utilizar, análisis de la arquitectura existente de la comisaría, ubicación de muros de concreto reforzado y sus alturas correspondientes, toda vez que, del análisis que se efectúe, algunos podrían ser a media altura.

Finalmente, se tratará específicamente sobre el análisis y diseño estructural final del edificio propuesto. En esta fase se estará modelando la estructura en el *software* ETABS, ingresando los datos investigados, tales como coeficientes de rigidez, factores de reducción y amplificación que apliquen. El resultado obtenido son los esfuerzos finales de la estructura del edificio de Comisaría de PNC.

1. INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

1.1. Configuración y tipología estructural de sede tipo 1

El proyecto es una comisaría, la cual consiste en la construcción de un edificio de tres niveles y un sótano, con un total de 6,425.00 m² de construcción aproximadamente. El proyecto contempla que puede albergar de 526 a 618 elementos policiales, necesitando, idealmente, un terreno con dimensiones de 100x100 metros. Sin embargo, el proyecto puede desarrollarse, con ciertas limitantes, en un terreno de 80x80 metros.

Figura 1.

Sede tipo comisaría



Nota. Presentación de ejemplo de tipología estructural de sede tipo 1. Obtenido de PNC. (2018). *Sedes Policiales tipo PNC.* (p. 3). Ministerio de Gobernación.

La tipología estructural que actualmente se utiliza para la sede policial tipo Comisaría, es la correspondiente al sistema E1 estructura de marcos simples, definido en la Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3), diseño estructural de edificaciones, de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). Esta tipología consiste en la integración estructural de elementos verticales y horizontales unidos entre sí, formando pórticos o marcos, los cuales son los encargados de recibir y transmitir las cargas gravitacionales y cargas generadas en la dirección perpendicular a ésta. Los muros son de mampostería reforzada de block pómez. Los elementos tipo diafragma, de entrepiso y de cubierta, son losas tradicionales de concreto reforzado.

1.2. Configuración y tipología estructural de sede tipo 2

La sede tipo 2, es una estación policial, la cual consiste en la construcción de un edificio de tres niveles con un total de 695.00 m² de construcción. Contempla que puede albergar hasta 80 elementos policiales (80 % hombres y 20 % mujeres).

El terreno puede estar en el rango de 40x40 metros, a 35x35 metros. Tiene un costo estimado de seis millones de quetzales. La tipología estructural consiste en marcos de concreto armado.

Figura 2.

Sede tipo estación policial



Nota. Presentación de ejemplo de tipología estructural de sede tipo estación policial. Obtenido de PNC. (2018). *Sedes Policiales tipo PNC.* (p. 4). Ministerio de Gobernación.

Al igual que la comisaría, la tipología estructural que actualmente se utiliza para la sede policial tipo estación policial, es la correspondiente al sistema E1 estructura de marcos simples. Los muros son de mampostería reforzada de block pómez. Los elementos tipo diafragma, de entrepiso y de cubierta, son losas tradicionales de concreto reforzado.

1.3. Configuración y tipología estructural de sede tipo 3

La sede tipo 3 es una subestación policial, y consiste en la construcción de un edificio de dos niveles con un total de 288.00 m² de construcción. En relación al área requerida para su desarrollo, este prototipo puede ubicarse en un terreno ideal de 20x20 metros. Contempla que puede albergar hasta 24 elementos policiales.

Figura 3.

Sede tipo subestación policial



Nota. Presentación de ejemplo de tipología estructural de sede tipo subestación policial. Obtenido de PNC. (2018). *Sedes Policiales tipo PNC*. (p. 7). Ministerio de Gobernación.

La tipología estructural que actualmente se utiliza para la sede policial tipo estación policial, es, al igual que las anteriores sedes, la correspondiente al sistema E1 estructura de marcos simples. Los muros son de mampostería reforzada de block pómez. Los elementos tipo diafragma, de entrepiso y de cubierta, son losas tradicionales de concreto reforzado.

Para las tres sedes policiales tipo, los marcos son fundidos *in situ*, no utilizando ningún tipo de elemento estructural prefabricado.

1.4. Congruencia entre tipología existente y aspectos de seguridad

La tipología estructural sistema E1 estructura de marcos simples, es muy utilizado en el área urbana y rural en Guatemala, toda vez que su fácil

intervención en proyectos de infraestructura, lo hace viable. En sí, estos marcos tienen la capacidad de transmitir momentos, fuerzas cortantes y axiales, sin necesidad de alguna otra intervención estructural, definiéndose una dirección de carga relativamente sencilla, alcanzando éstas el suelo.

Este sistema tiene la ventaja de una rápida elaboración y tienen una resistencia relativamente alta en comparación con otros tipos de estructuras. Así mismo, en virtud de los espaciamientos de los que se puede disponer entre elementos verticales, da lugar a un mejor aprovechamiento del área con la que se disponga para planificar el proyecto, desde un punto de vista arquitectónico.

De igual manera, la ortogonalidad que se busca para coincidir con simetrías estructurales, permite una distribución adecuada de los espacios. Sin embargo, el mayor porcentaje de área de las elevaciones frontales y laterales, no corresponden a los marcos estructurales en sí, sino a los muros, los cuales, en este caso, son de mampostería reforzada tipo block pómez.

1.4.1. Estructura principal

Como ya se expuso, la estructura principal de las sedes policiales son marcos de concreto reforzado, y en virtud que los marcos son básicamente, columnas y vigas, el área que aportan estos para protección de elementos policiales, corresponde al área de una de las aristas de las columnas, así como de las vigas.

Si hablásemos de marcos con una luz libre de 7 metros, una altura de 3 metros, columnas con una sección transversal de 0.40x0.40 metros, vigas con sección transversal de 0.25x0.45 metros, tendríamos lo siguiente:

$$\text{Área en elevación de columnas} = 0.40 \times 3.00 \times 2 \text{ columnas} = 2.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Área en elevación de viga} = 0.45 \times 7.00 \times 1 \text{ viga} = 3.15 \text{ m}^2$$

$$\text{Área en elevación de columnas y viga} = 2.40 + 3.15 = 5.55 \text{ m}^2$$

$$\text{Área total del marco} = 7.00 \times 3.00 = 21.00 \text{ m}^2$$

Porcentaje de área que aporta el marco al vano total analizado:

$$\frac{5.55}{21.00} \times 100 = 26.43 \%$$

Este porcentaje es variable, según la configuración estructural de los marcos.

Sin embargo, lo anterior no tiende a variar considerablemente, haciéndose evidente que el porcentaje de protección proporcionado por los marcos es muy bajo.

Figura 4.

Vista marcos estructurales sede policial tipo



Nota. Fotografía actual de la vista de marcos estructurales de sede policial tipo. Elaboración propia.

1.4.2. Muros

Las propiedades físicas y mecánicas del block pómez, como elemento de mampostería reforzado, lo hace una excelente opción en la construcción en el medio, pero las mismas fortalezas del material, se convierten en una debilidad cuando éste es sometido a cargas puntuales de alto impacto, como lo son los ataques con armas de fuego; y aunque los refuerzos verticales y horizontales de concreto reforzado con los que cuentan los muros (columnas menores y soleras) aportan un área de protección, esta no es suficiente.

Del cálculo realizado anteriormente, se puede establecer que el porcentaje de área que aportan los muros en un marco típico, está en el rango del 70 al 75 por ciento del vano total, siendo ésta una magnitud considerable, y convirtiendo a los muros en elementos críticos, cuando se habla de protección a la integridad física de los ocupantes de un edificio.

2. REQUISITOS DE AGIES NSE 2020 PARA ANÁLISIS SÍSMICOS

Los objetivos primarios de las Normas de Seguridad Estructural de la AGIES (2020) son:

La protección de la vida y la integridad física de las personas que usan u ocupan edificaciones o estructuras; proveer un mínimo de calidad estructural que preserve la integridad de la obra sujeta a solicitudes de cargas permanentes y cargas frecuentes; y proveer protección razonable contra daños directos e indirectos causados por amenazas naturales. (p. 8)

En el presente trabajo de investigación, se da observancia a los parámetros establecidos por la AGIES en las diferentes normas emitidas para el efecto, según competencia de la naturaleza del diseño a desarrollar, contemplando una tipología estructural correspondiente a la familia del sistema E3 estructura combinada, de la NSE3 de la AGIES, en virtud que es un sistema que permite la combinación de muros estructurales y marcos, todos interconectados con losas actuando como diafragmas.

2.1. Parámetros para modelar la respuesta sísmica de los sistemas estructurales

Para establecer los parámetros de diseño, se hace necesario, primeramente, clasificar la sede policial, según diferentes aspectos establecidos en las Normas AGIES.

2.1.1. Categoría ocupacional

La Norma de Seguridad Estructural para Guatemala, NSE 1 Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica, de AGIES, establece en su capítulo 3 clasificación de obras, que las instalaciones de policía corresponden a la categoría IV: obras esenciales, toda vez que, por la naturaleza de las funciones de una sede policial, ésta debe permanecer en operación continua durante y después de un siniestro.

2.1.2. Nivel de protección sísmica

La Norma de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 2 Demandas estructurales y condiciones de sitio, de AGIES, establece en su Capítulo 4 *Aspectos Sísmicos*, para un Índice de Sismicidad $I_o = 4$, para una Obra Esencial, un Nivel de Protección Sísmica (NPS) E, con una probabilidad de exceder el sismo de diseño en 5 % en 50 años.

Tabla 1.*Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño*

Índice de Sismicidad ^[b]	Clase de obra ^[a]			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A
Probabilidad de exceder el sismo de diseño ^[c]	5% en 50 años ^[d]	5 % en 50 años ^[d]	10 % en 50 años	Sismo mínimo ^[e]

Nota. Presentación de niveles de protección sísmica y probabilidad del sismo diseño. Obtenido de AGIES. (2020). *Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3) Diseño Estructural de Edificaciones.* (p. 16).

Es importante hacer la aclaración que, para esta investigación, se pretende desarrollar un diseño tipo de sede policial, no teniendo consecuentemente, un sitio establecido para su desarrollo, por lo que se asume una ubicación geográfica con un índice de sismicidad I_o máximo, para diseñar en condiciones críticas. En este caso en particular, la ubicación será en el municipio de Escuintla.

La Norma de Seguridad Estructural para Guatemala NSE 3 Diseño estructural de edificaciones de la AGIES (2020):

Cubre la estructuración, la selección de los procedimientos de análisis y la obtención de los resultados del análisis estructural de edificaciones habitables, nuevas, de cualquier tamaño, con diversas tipologías y

modalidades de estructuración, especialmente estructuras modulares y edificaciones de cajón. (p. 15)

A continuación, se presentan los parámetros generales para modelar la respuesta sísmica de la estructura a analizar, presentando una definición de cada uno de ellos, como un preámbulo de los criterios de diseño a utilizar posteriormente.

2.1.2.1. Factor R

R es el factor de modificación de respuesta sísmica. Este factor es aplicado para reducir los espectros sísmicos elásticos que representan la amenaza sísmica en el sitio, y depende de las características genéricas del sistema estructural a utilizar.

En términos generales, el factor R puede ser aplicado para reducir espectros sísmicos elásticos, en virtud que es válido tomar en cuenta la capacidad extra que tiene un sistema estructural y sus componentes, al límite elástico, más allá de la capacidad teórica que se contempla en el diseño.

Esta reserva de capacidad, por así decirlo, está fundamentada en varios aspectos, tales como la ductilidad de desplazamiento lateral de la tipología estructural adoptada, la sobre resistencia inherente de los componentes de la estructura como un todo hiperestático, variabilidad de los pulsos sísmicos.

La sobre resistencia inherente es variable y no es intencional; se debe a factores como diseñar con los valores mínimos de resistencia de los materiales (en lugar del valor esperado, que es más probable); adicionalmente, minimizar esas resistencias nominales mínimas con los factores Φ ; en concreto reforzado

el incremento de resistencia con el tiempo; el endurecimiento del acero después de la fluencia (que ocurre en estructuras de concreto reforzado y acero estructural); el factor de diseño en el que se ponen piezas y refuerzos comerciales un poco más altos que lo que requiere el diseño teórico; la uniformización de las piezas especificadas y que no todos los elementos ceden al mismo tiempo.

Los aspectos anteriores generan una resistencia que no se hace evidente en el diseño, misma que es difícil de cuantificar, y que usualmente no baja de 1.5 veces la capacidad supuesta en los cálculos de análisis y diseño estructural.

El Comentario 1.5.2 de la NSE 3 de la AGIES (2020) consigna el siguiente enunciado:

Finalmente, si bien la reserva principal e intencional se debe a la ductilidad de los componentes de la estructura, actualmente, esa ductilidad se incorpora por medio de prescripciones genéricas: limitación de esfuerzos axiales, confinamiento, secciones compactas. Aunque aumenta la tendencia a tratar de incorporar la ductilidad por cálculo numérico, la mejor opción para tratar esa real pero elusiva combinación de reservas sísmicas parece ser esa todopoderosa síntesis: el factor R. (p. 17)

De los aspectos técnicos anteriormente expuestos, y tomando en cuenta que se contempla el Índice de Sismicidad crítico, se trabajará con marcos y muros estructurales de alta ductilidad (DA), correspondiendo un factor de modificación de respuesta sísmica R igual a 6 (ver tabla 2).

2.1.2.2. Factor Ω_r

Ω_r es el factor de incremento de resistencia, también llamado factor de sobrerresistencia, derivado de la traducción del inglés *overstrength factor*.

Sin embargo, la Norma AGIES (2020) le denomina factor de incremento de resistencia, para no generar conflicto de conceptos con la sobre-resistencia inherente S_R definida también en la norma, siendo el primero sujeto a criterio del diseño, y el segundo, inherente.

Este factor fue concebido para aumentar la resistencia elástica de ciertos elementos críticos de una estructura específica. Su valor está en función de la tipología estructural que se adopte.

Para el caso de esta investigación, corresponde un factor de incremento de resistencia Ω_r igual a 2.5 (ver tabla 2).

Tabla 2.

Factores para diseño de sistemas sismo-resistentes

						Límite de altura				Notas
						En metros				
SISTEMA ESTRUCTURAL						SL – Sin limite				
Sección 1.6 [a]						NP – no permitido				
						Nivel de protección				
						B	C	D	E	
E3	Sistema general	1.6.4								
	Marcos y muros estructurales									
	De concreto reforzado DA	NSE 7.1	6	2.5	5	SL	SL	SL	SL	[b]
	De concreto reforzado DL	NSE 7.9	4	2.5	3	[d]	[d]	[d]	[d]	[c]
	De concreto reforzado DB	N/A			3	NP	NP	NP	NP	--

Continuación de la tabla 2.

SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a]	Norma	R	Ω_r	Cd	Límite de altura				Notas
					En metros				
					SL – Sin limite NP – no permitido				
De mampostería reforzada DA	NSE 7.4	4	3	3.5	[f]	[f]	[f]	[f]	[e]
Paneles de concreto prefabricado	NSE 7.3	4	3	3.5	[j]	[j]	[j]	[j]	[j]
Marcos de acero que incluyen tramos arriostrados de acero									
Con riostras excéntricas DA	NSE 7.5	8	2	4	SL	75	55	33	[b]
Con riostras concéntricas DA	NSE 7.5	6	2	5	SL	55	33	20	
Con riostras concéntricas DB	AISC 360	3.2	2	3.2	20	20	12	12	

Nota. Presentación de Factores para diseño de sistemas sismo-resistentes. Obtenido de AGIES. (2020). *Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3) Diseño Estructural de Edificaciones.* (p. 19).

2.1.2.3. Factor ρ

El factor de falta de redundancia ρ castiga la carencia de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación que se proyecta. Su valor numérico será 1.0 o 1.3, según la Norma NSE 3 de la AGIES.

El factor ρ se aplica al cortante basal, según la ecuación $\rho = \rho_b * \rho'$

En este sentido, la NSE 3 de la AGIES (2020) establece que “a estructuras con NPS C, D y E se les aplicará un factor base $\rho_b = 1.2$ en previsión de falta de

redundancia. A estructuras con NPS A o B se les podrá aplicar un factor base $p_b = 1.0$ ” (p. 20).

Sin embargo, la misma norma establece en su sección 1.10.3 casos a los que no aplica el factor p , establece que este factor será siempre igual a 1.0, cuando se haya tomado en cuenta el factor Ω_r . Siendo así que, en nuestro caso, se tomó en cuenta este factor, nuestro factor p a utilizar sería igual a 1.0, es decir, no afectaría nuestro cortante basal a calcular. Sin embargo, la definición del valor del factor de incremento por irregularidad p' , está en función de alguna irregularidad que presente el edificio.

En el caso particular de la sede policial tipo, esta cuenta con ortogonalidad en su grilla estructural, así como simetría geométrica, tanto en planta como en elevación, por lo que se estará analizando si ésta presenta la irregularidad en elevación tipo V2 Masa irregular verticalmente, la cual consiste en que el peso sísmico de un piso es más del 150 % del peso sísmico de cualquier piso adyacente, esto según los criterios establecidos en las tablas que, para el efecto, obran en el capítulo 1 de la NSE 3 de la AGIES.

Tabla 3.

Parámetros para modelo de respuesta sísmica

Parámetros para modelo de respuesta sísmica						
Sede policial tipo						
NSE 3 diseño estructural de edificaciones –AGIES–						
Categoría ocupacional	I_o	NPS	R	Ω_r	Cd	p
Categoría IV: obras esenciales	4	E	6	2.5	5	1.0

Nota. Descripción de parámetros para modelo de respuesta sísmica. Elaboración propia, realizado con Excel.

Para establecer si la estructura contará con la irregularidad descrita, en la sección 2.2 método de la carga sísmica estática equivalente, de la presente investigación, se realizará el análisis de la planta y elevación de la configuración estructural del edificio.

2.2. Método de la carga sísmica estática equivalente

El método de la carga sísmica estática equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales (y también verticales) aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación.

La cuantificación de la fuerza equivalente es semi-empírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico definido en el capítulo 4 de la NSE 2, en la masa efectiva de la edificación, en las propiedades elásticas de la estructura y en el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación. (AGIES, 2020).

El método estático equivalente se calcula, en todos los casos, independientemente al tipo de estructura y a la irregularidad que se tenga, toda vez que los datos obtenidos serán utilizados como referencia de calibración para las fuerzas de diseño en el método de análisis modal espectral.

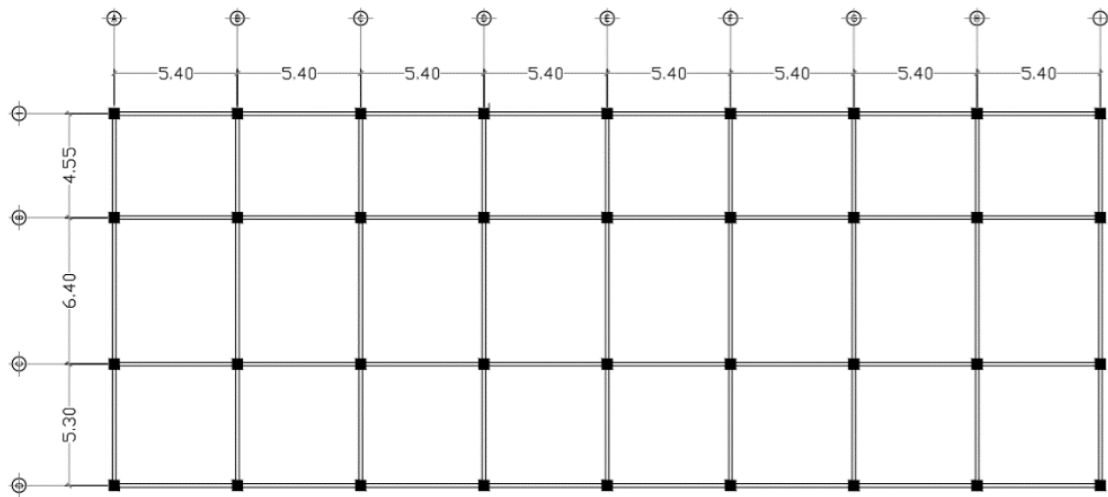
2.2.1. Cálculo de cargas muertas

Para el cálculo de cargas muertas, se utilizó la grilla estructural establecida en el proyecto típico de comisaría, contemplando ya las modificaciones arquitectónicas propuestas por parte del Departamento de Infraestructura de Policía Nacional Civil (ver figura 4).

Se observa que sobre el eje x se cuentan con 9 marcos y sobre el eje y con 4 marcos; contemplando ortogonalidad y simetría. En relación a la elevación, el edificio cuenta con 4 niveles, con una luz libre de 3.00 metros en cada uno de ellos.

Figura 5.

Grilla estructural



Nota. Ejemplo de la grilla estructural. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

2.2.1.1. Datos para cálculo de carga muerta

- Zapatas: 3.80 x 3.80 x 1.20 (espesor) m
- Cimiento corrido: 0.60 x 0.30
- Columnas: 0.55 x 0.55 m
- Vigas principales: 0.80 x 0.40 m
- Espesor de muros de concreto (perímetro): 0.15 m
- Losas de entrepiso y final: 0.13 m

Para calcular el peso muerto de la estructura, se utilizó un concreto de 4000 PSI, con un peso específico de 2 400 kilogramos por metro cúbico (2.4 toneladas por metro cúbico).

Los metros lineales de cimiento corrido y vigas, correspondería a los metros lineales de la sumatoria de la longitud de los ejes:

$$(43.20 \times 4) + (16.25 \times 9) = 319.05 \text{ metros lineales}$$

En este contexto de dimensiones, es importante aclarar que, en virtud que se proyectan muros de concreto armado, no se contemplan columnas secundarias ni elementos horizontales (soleras).

2.2.2. Integración de peso estructural

El peso estructural incluye tanto la carga muerta (peso propio de la estructura) como la carga viva (carga variable según uso de la obra) que deberá soportar la estructura.

Para el caso que nos ocupa, y atendiendo la NSE 3 de la AGIES (2020) en relación al capítulo 1.4.11 sótanos, se tomará en cuenta que se permitirá no tomar en cuenta las presiones laterales del suelo solamente si el suelo adyacente ha sido reforzado adecuadamente con inclusiones o enclavados de acción permanente que tengan una vida útil compatible con la del proyecto en diseño.

Es importante mencionar que, actualmente, el sótano del proyecto típico establece este extremo, en el sentido de estabilizar el suelo adyacente derivado del movimiento de tierras para la implementación de dicho sótano.

2.2.3. Cálculo de carga muerta

Es la carga permanente debida al peso de todos los elementos constructivos que conforman la estructura, cuya magnitud es constante a lo largo del tiempo.

Esta carga se calculó multiplicando las dimensiones de los elementos por el número en el que se repite cada uno de estos, y esta magnitud, afectada por el peso del concreto.

2.2.3.1. Sótano

- Cimiento corrido: $(0.60 \times 0.30 \times 319.05 \times 2.4)T = 137.83 \text{ T}$
- Columnas: $(0.55 \times 0.55 \times 4.50 \times 36 \times 2.4)T = 117.61 \text{ T}$
- Vigas: $(0.80 \times 0.40 \times 319.05 \times 2.4)T = 245.03 \text{ T}$
- Muros: $((43.20 \times 2) + (16.25 \times 2)) \times 3.00 \times 2.4)T = 128.41T$
- Losas: $(43.20 \times 16.25 \times 0.13 \times 2.4)T = 219.02 \text{ T}$

Tabla 4.

Resumen carga muerta sótano

Carga muerta	
Elemento constructivo	W (toneladas)
Cimiento corrido	137.83
Columnas	117.61
Vigas	245.03
Muros	128.41
Losas	219.02
Total	847.90

Nota. Tabla con resumen carga muerta sótano. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Sótano
 - Peso sótano: 847.90 T
 - Peso primer nivel: 737.06 T
 - Porcentaje relacional: $\frac{847.90 \times 100}{737.06} = 115.04 \%$

2.2.3.2. Primer nivel

- Columnas: $(0.55 \times 0.55 \times 3.00 \times 36 \times 2.4)T = 78.40 \text{ T}$
- Vigas: $(0.80 \times 0.40 \times 319.05 \times 2.4) = 245.03 \text{ T}$
- Muros: $((4.20 \times 2) + (16.25 \times 2)) \times 3.00 \times 0.15 \times 2.4)T = 44.17 \text{ T}$
- Losas: $43.20 \times 16.25 \times 0.13 \times 2.4 = 219.02 \text{ T}$
- Tabiques: $(0.075 \times 43.20 \times 16.25) = 52.65 \text{ T}$
- Acabados: $(0.038) \times ((43.20 \times 2) + (16.25 \times 2)) \times 3.00)T = 13.55 \text{ T}$

Para el peso de los tabiques interiores, se observó lo preceptuado en la NSE 3 de la AGIES, en el Capítulo 1.11.3 Peso sísmico efectivo W_s , literal c. Peso unitario de acabados igual a 38.0 kg/m^2 .

Tabla 5.

Resumen carga muerta primer nivel

Carga muerta	
Elemento constructivo	W (toneladas)
Columnas	78.40
Vigas	245.03
Muros	128.41
Losas	219.02

Continuación de la tabla 5.

Carga muerta	
Elemento constructivo	W (toneladas)
Tabiques interiores	52.65
Acabados	13.55
Total	737.06

Nota. Tabla de resumen de carga muerta primer nivel. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.2.3.3. Segundo nivel

En relación al segundo nivel, se plantea la implementación de muros de mampostería reforzada, de block pómez de (0.14 x 0.19 x 0.39) m. por cuestiones de funcionalidad y costos.

Por simetría en miembros estructurales, se conservan dimensiones de columnas, vigas y losas.

El peso contemplado por unidad de block pómez (hueco) es de 8.50 kg, quedando un peso por metro lineal, con una altura de 3.00 metros, así:

- Cantidad de unidades en 3 metros (eje y): $3/0.20 = 15$ unidades de block.
- Cantidad de unidades en 1 metro (eje x): $1/0.40 = 2.5$ unidades de block.
- Blocks por metro lineal en muro de 3 metros de altura = $15 \times 2.5 = 37.50$.

Entonces, el peso por metro lineal de este muro corresponde a:

- 37.50 blocks x 8.50 kg = 318.75 kg = 0.32 T/metro lineal

Tabla 6.

Resumen carga muerta segundo nivel

Carga muerta	
Elemento constructivo	W(toneladas)
Columnas	78.40
Vigas	245.03
Muros	38.05
Losas	219.02
Tabiques interiores	52.65
Acabados	13.55
Total	646.70

Nota. Tabla de resumen de carga muerta segundo nivel. Elaboración propia, realizado con Excel.

Es importante hacer la anotación que el peso sísmico del segundo nivel, sin tomar en cuenta los muros de mampostería confinada es de:

$$646.40 - 38.05 = 608.65 T$$

Haciendo la verificación si existe la irregularidad tipo V2 masa irregular verticalmente, la cual consiste en que el peso sísmico de un piso es más del 150 % del peso sísmico de cualquier piso adyacente, se hacen los cálculos correspondientes:

- Primer nivel
 - Peso primer nivel: 737.06 T
 - Peso segundo nivel: 608.65 T

- Porcentaje relacional: $\frac{737.06 \times 100}{608.65} = 121.10 \%$

De lo anterior se determina que no existe Irregularidad en elevación V2.

- Segundo nivel
 - Peso segundo nivel: 646.70 T
 - Peso tercer nivel: 646.70 T
 - Porcentaje relacional: $\frac{646.70 \times 100}{646.70} = 100.00 \%$

2.2.3.4. Tercer nivel

Por simetría en planta y elevación, y tomando en cuenta los mismos criterios estructurales del segundo nivel. Asimismo, en el proyecto típico

- Columnas: $(0.55 \times 0.55 \times 3.00 \times 36 \times 2.4)T = 78.40 \text{ T}$
- Vigas: $(0.80 \times 0.40 \times 319.05 \times 2.4)T = 245.03 \text{ T}$
- Muros: $((43.20 \times 2) + (16.25 \times 2)) \times 0.32)T = 38.05 \text{ T}$
- Losas: $(43.20 \times 16.25 \times 0.13 \times 2.4)T = 219.02$
- Tabiques: $(0.075 \text{ T/m}^2 \times 43.20 \times 16.25)T = 52.65 \text{ T}$
- Acabados: $(0.038 \text{ T/m}^2) \times ((43.20 \times 2) + (16.25 \times 2)) \times 3.00) \text{ T} = 13.55 \text{ T}$

Con los pesos por nivel calculados, se procede a determinar el factor ρ , según lo consignado en la sección 2.1.4 del presente trabajo de investigación.

Tabla 7.

Resumen carga muerta tercer nivel

Carga muerta	
Elemento constructivo	W (toneladas)
Columnas	78.40
Vigas	245.03
Muros	38.05
Losas	219.02
Tabiques interiores	52.65
Acabados	13.55
TOTAL	646.70

Nota. Tabla de resumen de carga muerta tercer nivel. Elaboración propia, realizado con Excel.

- Tercer nivel
 - Peso segundo nivel: 646.70 T
 - Peso tercer nivel: 646.70 T
 - Porcentaje relacional: $\frac{646.70 \times 100}{646.70} = 100.00 \%$

En base a los cálculos de porcentajes realizadas, se establece que ningún porcentaje relacional es superior al 150 %, determinando así que la estructura en análisis no cuenta con la irregularidad en elevación tipo V2 masa irregular verticalmente.

En este sentido, tal y como ya se expuso, la NSE 3 de la AGIES (2020) establece que a estructuras con NPS C, D y E se les aplicará un factor base $p_b = 1.2$ en previsión de falta de redundancia. A estructuras con NPS A o B se les podrá aplicar un factor base $p_b = 1.0$.

2.2.4. Cálculo de carga viva

Para el cálculo de carga viva, se da observancia a lo establecido en la Norma NSE 2 de la AGIES. En virtud que la norma no contempla específicamente el tipo de ocupación o uso de una sede policial, y en virtud que, en ocasiones, se hace necesaria la reconcentración de todo el personal policial, se utilizará el criterio de carga viva para servicios y áreas públicas de 500 kg/m².

Esta carga por metro cuadrado se aplicará al área total por nivel, siendo esta de $43.20 \times 16.25 = 702.00 \text{ m}^2$, así:

$$\text{Carga viva por nivel} = (500 \text{ kg/m}^2) (702.00 \text{ m}^2) = 351\,000 \text{ Kg} = 351 \text{ T}$$

2.2.4.1. Cálculo de peso sísmico efectivo W_s

Citando la NSE 3 de la AGIES (2020) W_s es el peso de la masa que participa en el sismo. Según la norma, W_s es la suma de la carga muerta, más el 25 por ciento de la carga viva, así:

$$W_s = CM + 0.25 CV \quad (\text{Ec. 1})$$

Donde:

CM = carga muerta

CV = carga viva

Con los cálculos realizados por nivel, la aplicación de la fórmula queda de la siguiente manera:

- Sótano
 - $W_{s1} = 847.90 + 0.25 (351)$ toneladas
 - $W_{s1} = 935.65$ toneladas
- Primer nivel
 - $W_{s1} = 737.06 + 0.25 (351)$ toneladas
 - $W_{s1} = 824.81$ toneladas
- Segundo nivel
 - $W_{s1} = 685.91 + 0.25 (351)$ toneladas
 - $W_{s1} = 773.66$ toneladas
- Tercer nivel
 - $W_{s1} = 685.91 + 0.25 (351)$ toneladas
 - $W_{s1} = 773.66$ toneladas
- Peso total

$$W_s = 935.65 + 824.81 + 773.66 + 773.66 = W_s = 3307.78 \text{ toneladas}$$

2.2.5. Cortante basal al límite de cedencia

El total de las fuerzas sísmicas equivalentes que actúan sobre la edificación, en cada dirección de análisis, se representará por medio del cortante estático equivalente al límite de cedencia en la base sísmica de la estructura; en

adelante simplemente se le llamará cortante basal estático a cedencia (V_b); se obtendrá con la siguiente expresión:

$$V_b = C_s W_s \quad (\text{Ec. 2})$$

Donde:

W_s = peso de la edificación

C_s = coeficiente sísmico de diseño

2.2.6. Coeficiente sísmico al límite de cedencia

Para el cálculo de C_s se procede según la Sección 2.1.3 NSE 3 AGIES, mediante la fórmula siguiente:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R \cdot \beta_d} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde:

$S_a(T)$ = demanda sísmica de diseño (pseudo-aceleración en función del período para una estructura con período T obtenida del espectro de diseño sísmico establecido para el sitio, según la probabilidad de ocurrencia requerida (sección 4.5.6 NSE 2 AGIES)

R = factor de reducción (sección 1.5.2 NSE3 AGIES)

T = período fundamental de vibración de la estructura (sección 2.1.9 NSE 3 AGIES)

β_d = valor que se obtiene de la ecuación 2.1.4-4 NSE 3 AGIES

En las estructuras convencionales, que tradicionalmente se ha considerado que poseen un amortiguamiento del 5 %, no existirá cambio, ya que con este porcentaje el factor β_d es igual a 1 (AGIES, 2020).

Para este caso en particular, $\beta_d = 1$.

Se debe verificar los valores F_a y F_v , establecidos en las tablas 4.5-1 y 4.5-2 de la NSE 2 AGIES Coeficientes de sitio, donde:

- F_a = coeficiente de sitio para períodos cortos
- F_v = coeficiente de sitio para períodos largos

Para una clase de sitio E y un índice de sismicidad 4.3, corresponde un $F_a=0.9$

Tabla 8.

Coeficientes de sitio F_a

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1, 4.2, 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C^[1]	1.3	1.2	1.2	1.2	1.2
D	1.4	1.2	1.1	1.0	1.0
E	1.7	1.3	1.1	1.0	0.9
F	Se requiere evaluación específica – ver sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_a se tomará como suelo C.

Nota. Presentación de los coeficientes de sitio F_a . Obtenido de AGIES. (2020). *Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3) Diseño Estructural de Edificaciones.* (p. 25).

Para una clase de sitio E y un índice de sismicidad 4.3, corresponde un $F_v=2.2$. Se procede a determinar la probabilidad de ocurrencia del sismo de diseño, según el nivel de protección sísmica que se requiera.

Tabla 9.

Coeficientes de sitio F_v

Clase de sitio	Índice de sismicidad				
	2.1	2.2	3.1	3.2	4.1, 4.2, 4.3
AB	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.5	1.5	1.5	1.5	1.4
D^[1]	2.2	2.0	1.9	1.8	1.7
E	3.3	2.8	2.6	2.4	2.2
F	Se requiere evaluación específica – Sección 4.4				

[1] En los casos en que la investigación de suelos abreviada no especifique si un suelo firme clasifica como C o como D, el factor F_v se tomará del suelo D.

Nota. Presentación de coeficientes de sitio F_v . Obtenido de AGIES. (2020). *Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3) Diseño Estructural de Edificaciones*. (p. 26).

Tabla 10.

Factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo

Nivel de sismo	Factor K_d
Sismo ordinario – 10 % probabilidad de ser excedido en 50 años	0.66
Sismo severo – 5 % probabilidad de ser excedido en 50 años	0.80
Sismo extremo – 2 % de probabilidad de ser excedido en 50 años	1.00
Sismo mínimo – condición de excepción	0.55

Nota. Descripción de factores K_d de acuerdo con el nivel de sismo. Obtenido de AGIES. (2020). *Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3) Diseño Estructural de Edificaciones*. (p. 27).

Como ya se expuso, para el caso estudiado, se contempló un índice de sismicidad $I_o = 4$, para una obra esencial, un nivel de protección sísmica (NPS) E, con una probabilidad de exceder el sismo de diseño en 5 % en 50 años; es por ello que corresponde un factor $K_d = 0.80$.

Posteriormente, se procede a calcular los valores S_{cs} y S_{1s} , de la siguiente manera:

$$S_{cs} = S_{cr} * Fa \quad (\text{Ec. 4})$$

$$S_{1s} = S_{1r} * Fv \quad (\text{Ec. 5})$$

- S_{cs} = ordenada espectral del sismo extremo con período corto de vibración
- S_{1s} = ordenada espectral correspondiente a períodos de vibración de 1 segundo; ambos para un amortiguamiento nominal de 5 % crítico.

Para establecer los valores de S_{cr} y S_{1r} , se revisa la tabla A-1 listado de amenaza sísmica y velocidad del viento por municipio para la República de Guatemala, en el anexo A de la NSE 2 AGIES, en la que se establece que, para el municipio de Escuintla, departamento de Escuintla, se cuenta con un $S_{cr} = 1.65 g$ y un $S_{1r} = 0.60 g$.

De lo anterior expuesto:

$$S_{cs} = S_{cr} * Fa \quad (\text{Ec. 6})$$

$$S_{cs} = 1.65 * 0.9 = 1.485$$

$$S_{1s} = S_{1r} * Fv \quad (\text{Ec. 7})$$

$$S_{1s} = 0.60 * 2.2 = 1.32$$

Los parámetros del espectro se calibrarán a la probabilidad estipulada mediante las expresiones:

$$S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (\text{Ec. 8})$$

$$S_{cd} = 0.80 * 1.485 = 1.188$$

$$S_{1d} = K_d * S_{1s} \quad (\text{Ec. 9})$$

$$S_{1d} = 0.80 * 1.32$$

$$S_{1d} = 1.056$$

Es importante resaltar que estos valores se rigen por aspectos puramente probabilísticos, no determinísticos en sí mismos.

2.2.7. Período de vibración empírico

El período fundamental de vibración (T) se puede calcular de 3 diferentes maneras; de forma empírica, de forma genérica y de forma analítica, siendo las tres válidas. En el presente caso, el periodo fundamental de vibración se estimará en forma empírica y genérica, según la NSE 3 AGIES Sección 2.1.6 Fórmula empírica para período fundamental de vibración, como sigue:

$$T_a = K_T (h_n)^x \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde:

$K_T = 0.049$, $x=0.75$ para sistemas estructurales E2, E3, E4 o E5.

h_n = altura total del edificio, en metros, desde la base definida en la Sección 1.11.4 de la NSE 3 AGIES.

La norma establece 5 casos específicos en la sección descrita. Sin embargo, se consigna únicamente el caso que nos ocupa, siendo este el correspondiente al sistema estructural E3 estructura combinada.

Sustituyendo los valores en la ecuación de período fundamental de vibración, tenemos:

$$T_a = 0.049(13.5)^{0.75} \quad (\text{Ec. 11})$$

$$T_a = 0.345$$

El valor consignado está en función del tiempo. Es decir, el período de vibración empírico corresponde a 0.345 segundos.

En este sentido es importante entender que, como su nombre lo indica, se habla de un período empírico que no toma en cuenta el material del edificio.

2.2.7.1. Cálculo del período expresado en segundos

El período expresado en segundos que separa los períodos cortos de los largos se calcula dividiendo la ordenada espectral ajustada con período de vibración de un segundo dentro de la ordenada espectral ajustada en el sitio de interés.

$$T_s = \frac{S_{1s}}{S_{cs}} \quad (\text{Ec. 12})$$

$$T_s = \frac{1.32}{1.485} = 0.888 \text{ s}$$

Se procede ahora, a realizar la comparación entre T y Ts:

$$T = 0.345 < T_s = 0.888$$

Tabla 11.

Comparación de períodos

T ≤ Ts	T > Ts
Sa(T) = Scd	Sa(T) = S _{1D} /T
S _{CD} = K _D S _{CS}	S _{1D} = K _D S _{1S}

Nota. Tabla de comparación de períodos. Elaboración propia, realizado con Excel.

En virtud que nuestros valores obtenidos, corresponden a $T \leq T_s$, entonces $S_a(T) = S_{cd}$; y ya habiendo calculado $S_{cd} = 1.188$, tenemos que:

$$S_a(T) = 1.188$$

Con todos los cálculos anteriormente realizados, ya es posible el cálculo del Coeficiente sísmico al límite de cedencia:

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R * \beta_d} \quad (\text{E. 13})$$

$$C_s = \frac{1.188}{6 * 1} = C_s = 0.198$$

La sección 2.1.4 de la NSE 3 AGIES, establece que es necesario realizar verificaciones para valores mínimos de C_s , de la siguiente manera:

$$C_s \geq \frac{0.044 S_{cd} F_d}{\beta_d} \geq 0.01 \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde:

$$F_d = \left[0.59 + \frac{4.77 S_{1d}}{S_{cd} T R} \right] * \frac{1}{K_d}; \text{ entonces: } F_d = \left[0.59 + \frac{4.77(1.056)}{1.188(0.345)(6)} \right] * \frac{1}{0.80}$$

$$F_d = 3.30$$

Sustituyendo valores para verificación de valor C_s :

$$0.198 \geq \frac{0.044(1.188)(3.30)}{1} \geq 0.01 ;$$

$$0.198 \geq 0.172 \geq 0.01$$

De los cálculos anteriores, se puede observar que el Coeficiente sísmico al límite de cedencia C_s , se encuentra dentro del rango establecido en la norma, cumpliendo así la verificación solicitada.

Es importante hacer la acotación que, el factor R, al estar incluido como numerador, genera una reducción importante al coeficiente sísmico. Esta reducción es sumamente importante, pues, de no ser así, se tendría que diseñar el edificio con una carga sísmica del $S_a(T) = 1.188$; es decir, con el 118.8 % de su peso, lo que lo haría excesivamente caro. En términos más simples, sería como poner más de un edificio igual a los costados. Es básicamente un trueque de resistencia por ductilidad, es decir, disipación de la energía.

Conociendo el valor del coeficiente sísmico al límite de cedencia C_s , ya es posible calcular el cortante basal al límite de cedencia:

$$V_b = C_s W_s \quad (\text{Ec. 15})$$

Donde:

W_s = peso de la edificación (ya calculado). $W_s = 3307.78 \text{ T}$

C_s = coeficiente sísmico de diseño (ya calculado). $C_s = 0.198$

Entonces:

$$V_b = 0.198 * 3307.78 \text{ T} = V_b = 654.95 \text{ T}$$

2.2.8. Distribución vertical de las fuerzas

Según la sección 2.2 distribución vertical de las fuerzas sísmicas, de la NSE 3 AGIES, el cortante basal de cedencia (V_b) se distribuirá a lo alto del edificio de acuerdo con:

$$F_x = C_{xy} V_b \quad (\text{Ec. 16})$$

$$C_{xy} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)} \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde:

F_x = cortante de cedencia en el nivel x de la edificación

h_x = altura del nivel x sobre la base sísmica

$k = 1$, para $T \leq 0.5$ segundos

$k = 0.75 + 0.5 T_s$, para $0.5 < T \leq 2.5$ segundos

$k = 2$, para $T > 2.5$ segundos

W_i = peso sísmico del nivel i

Para el caso estudiado, tenemos un período T de $0.345 \text{ s} \leq 0.5 \text{ s}$, por lo que corresponde un $k = 1$.

Tabla 12.

Altura y peso por nivel

Nivel	H_i (m)	W_i (T)	$(W_j h_j)$	$(W_j h_j)^k$
Sótano	4.50	935.65	4210.43	4210.43
Primer nivel	7.50	824.81	6186.08	6186.08
Segundo nivel	10.50	773.66	8123.43	8123.43
Tercer nivel	13.50	773.66	10444.41	10444.41
Total	36.00	3307.78	28964.34	28964.34

Nota. Descripción de la altura y peso por nivel. Elaboración propia, realizado con Excel.

$$C_{xysótano} = \frac{4210.43}{28964.34} = 0.1454$$

$$C_{xy1} = \frac{6186.08}{28964.34} = 0.2136$$

$$C_{xy2} = \frac{8123.43}{28964.34} = 0.2805$$

$$C_{xy3} = \frac{10444.41}{28964.34} = 0.3606$$

Ahora se procede a distribuir el cortante basal de cedencia (V_b), a lo alto del edificio, multiplicándolo por el coeficiente sísmico de cada nivel:

$$F_x = C_{xy} V_b \quad (\text{Ec. 18})$$

$$F_{xsótano} = 0.1454 * 654.95 = 95.21 \text{ T}$$

$$F_{x1} = 0.2136 * 654.95 = 139.88 \text{ T}$$

$$F_{x2} = 0.2805 * 654.95 = 183.69 \text{ T}$$

$$F_{x3} = 0.3606 * 654.95 = 236.17 \text{ T}$$

Tabla 13.

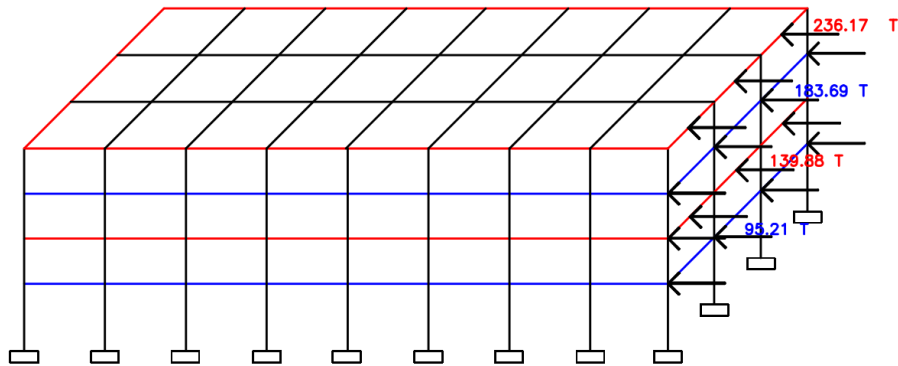
Fuerzas por nivel

Nivel	Hi (m)	Wi (T)	Dirección X		Dirección Y	
			Fi (T)	Vi (T)	Fi (T)	Vi (T)
Sótano	4.50	935.65	95.21	95.21	95.21	95.21
Primer nivel	7.50	824.81	139.88	235.09	139.88	235.09
Segundo nivel	10.50	733.66	183.69	418.78	183.69	418.78
Tercer nivel	13.50	733.66	236.17	654.95	236.17	654.95
Total	36.00	3307.78	654.95		654.95	

Nota. Descripción de fuerzas por nivel. Elaboración propia, realizado con Excel.

Figura 6.

Modelo matemático fuerzas laterales por nivel



Nota. Ejemplo matemático de las fuerzas laterales por nivel. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

Ya que se cuenta con la fuerza sísmica por nivel, se procede a calcular la distribución de esta fuerza, para cada uno de los marcos, estableciendo los valores de rigidez, corte directo, centro de torsión y corte total, de la siguiente manera.

2.2.9. Distribución horizontal de las fuerzas

La NSE 3 AGIES (2020) en su sección 2.3 distribución horizontal de las fuerzas sísmicas, establece que:

La fuerza sísmica (V_x), acumulada desde arriba hasta el nivel x , se distribuirá a los diversos miembros verticales del sistema sismo-resistente que están en el piso debajo del nivel x , tomando en cuenta las rigideces relativas de esos miembros verticales y las del diafragma en el nivel x . Asimismo, en el proceso de distribuir las fuerzas sísmicas se tomará en

cuenta el momento de giro causado por la excentricidad del centro de masa del entrepiso respecto de su centro de rigidez cuando el diafragma tenga rigidez en cortante. En casos de diafragmas sin rigidez cortante, las fuerzas inerciales se aplicarán según la posición de las masas que las generan.

Dando observancia a lo anterior expuesto, se hace necesario realizar algunos cálculos, tales como fuerzas por nivel, rigidez, corte directo, centro de torsión y corte total. (p. 32)

2.2.9.1. Cálculo de rigidez

Este cálculo se hace de manera local, calculando la rigidez de las columnas del nivel a analizar, y la rigidez de las vigas de los niveles adyacentes.

Con los valores de rigidez calculados, se procede a sustituirlos en la siguiente fórmula:

$$R_i = \frac{48 E}{h_i \left[\frac{4h_i}{\sum k_{ci}} + \frac{h_f + h_s}{\sum k_{vf}} + \frac{h_i + h_f}{\sum k_{vi}} \right]} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde:

h_i = altura del nivel de estudio

h_f = altura del nivel inferior

h_s = altura del nivel superior

k_{ci} = rigidez de columnas en nivel de estudio

k_{vf} = rigidez de vigas en el nivel inferior

k_{vi} = rigidez de vías en el nivel de estudio

2.2.9.2. Sótano

A continuación, se presentan los cálculos de los ejes X y Y.

- Eje X

- Columnas

$$K_{col} = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L} \quad (\text{Ec. 20})$$

$$K_{col} = \frac{\frac{1}{12}(55)(55)^3}{300} = 1\,694.56 * 36 = 91\,506.25 \text{ cm}^3$$

Entonces:

$$\sum K_{columnas\ x} = 91\,506.25 \text{ cm}^3$$

- Vigas

$$K_{vigas} = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L} \quad (\text{Ec. 21})$$

- Vigas

$$K_{vigas} = \frac{I}{L} = \frac{\frac{1}{12}bh^3}{L}$$

$$K_{vigas\ x} = \frac{\frac{1}{12}(40)(80)^3}{540} = 3\ 160.50 * 24 = 75\ 851.85\ cm^3$$

Entonces:

$$\sum K_{vigas\ x} = 75\ 851.85\ cm^3$$

○ Muros

$$K_{muros\ x} = \frac{\frac{1}{12}(15)(485)^3}{540} * 24 = 11\ 408\ 412.50\ cm^3$$

Entonces:

$$\sum K_{muros\ x} = 11\ 408\ 412.50\ cm^3$$

• Eje Y

○ Columnas

$$K_{col} = \frac{\frac{1}{12}(55)(55)^3}{300} = 1\ 694.56 * 36 = 91\ 506.25\ cm^3$$

Entonces:

$$\sum K_{columnas\ Y} = 91\ 506.25\ cm^3$$

○ Vigas

$$K_{viga\ 5.30m} = \frac{\frac{1}{12}(40)(80)^3}{530} = 3\ 220.13 * 9 = 24\ 000\ cm^3$$

$$K_{viga\ 6.40m} = \frac{\frac{1}{12}(40)(80)^3}{640} = 2\ 666.66 * 1 = 24\ 000\ cm^3$$

$$K_{viga\ 4.55\ m} = \frac{\frac{1}{12}(40)(80)^3}{455} = 3\ 750.92 * 9 = 33\ 758.24\ cm^3$$

Entonces:

$$\sum K_{vigas\ y} = 86\ 739.37\ cm^3$$

Entonces:

$$\sum K_{muros\ y} = 41,538.46\ cm^3$$

Ahora se procede a calcular las rigideces en las direcciones x & y, así:

$$R_{ix(sótano)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{11\ 499\ 918.75} + \frac{0 + 300}{75\ 851.85} + \frac{300 + 0}{75\ 851.85} \right]} = 19.964\ E$$

$$R_{iy(sótano)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{11\ 499\ 918.75} + \frac{0 + 300}{86\ 739.37} + \frac{450 + 0}{86\ 739.37} \right]} = 22.19\ E$$

2.2.9.3. Primer nivel

Es evidente que, derivado de la simetría horizontal y vertical de la estructura analizada, y siendo así que las dimensiones de los elementos

estructurales son constantes en todos los niveles, los valores de las rigideces también se mantienen constantes.

Queda únicamente calcular la rigidez por nivel.

El hecho de que los elementos estructurales sean constantes, obedece únicamente al criterio del diseñador. En un sentido de práctica constructiva, este hecho puede representar ahorro en cimbra, y mano de obra.

$$R_{ix(1er\ nivel)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{15\ 251.04} + \frac{450 + 300}{25\ 284.00} * 2 + \frac{300 + 450}{52\ 734.37} \right]} = 10.047\ E$$

$$R_{iy(1er\ nivel)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{11\ 499\ 918.75} + \frac{300 + 300}{86\ 739.37} + \frac{450 + 300}{86\ 739.37} \right]} = 11.32\ E$$

2.2.9.4. Segundo nivel

A continuación, se presentan los cálculos del segundo nivel.

$$R_{ix(2do\ nivel)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{15\ 251.04} + \frac{300 + 300}{25\ 284.00} * 2 \right]} = 5.53\ E$$

$$R_{iy(2do\ nivel)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{91\ 506.25} + \frac{300 + 300}{25\ 284} + \frac{300 + 300}{25\ 284} \right]} = 5.93\ E$$

2.2.9.5. Tercer nivel

A continuación, se presentan los cálculos del tercer nivel.

$$R_{ix(3er\ nivel)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{15\ 251.04} + \frac{300 + 0}{25\ 284.00} + \frac{300 + 300}{25\ 284.00} \right]} = 6.405\ E$$

$$R_{iy(2do\ nivel)} = \frac{48\ E}{300 \left[\frac{4(300)}{91\ 506.25} + \frac{300 + 300}{25\ 284} + \frac{300 + 300}{25\ 284} \right]} = 6.811\ E$$

Tabla 14.

Resumen rigideces

Rigideces por nivel en función del módulo de elasticidad E		
Nivel	R _{ix}	R _{iy}
Sótano	19.964 E	22.194 E
Primer nivel	10.047 E	11.326 E
Segundo nivel	5.530 E	5.937 E
Tercer nivel	6.405 E	6.811 E

Nota. Descripción de rigideces. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.2.9.6. Cálculo de corte directo

El corte directo se obtiene de la operación de la rigidez del marco en análisis, dividido entre la sumatoria de rigideces de todo el eje y luego este valor se multiplica por el corte del nivel en estudio. En el presente caso, el corte es nuestro Cortante basal ya calculado, de 654.95 T.

$$V_{di} = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} * V_i \quad (\text{Ec. 22})$$

- Sótano

$$V_{dxsótano} = \frac{19.96}{19.96 * 9} * 95.21 = 10.58 \text{ T}$$

$$V_{dysótano} = \frac{22.194}{22.194 * 4} * 95.21 = 23.80 \text{ T}$$

- Primer nivel

$$V_{dx \text{ 1er nivel}} = \frac{10.047}{10.047 * 9} * 235.09 = 26.12 \text{ T}$$

$$V_{dy \text{ 1er nivel}} = \frac{11.326}{11.326 * 4} * 235.09 = 58.77 \text{ T}$$

- Segundo nivel

$$V_{dx \text{ 2do nivel}} = \frac{5.530}{5.530 * 9} * 418.78 = 46.53 \text{ T}$$

$$V_{dy \text{ 2do nivel}} = \frac{5.937}{5.937 * 4} * 418.78 = 104.70 \text{ T}$$

- Tercer nivel

$$V_{dx \text{ 3er nivel}} = \frac{6.40}{6.40 * 9} * 654.95 = 72.77 \text{ T}$$

$$V_{dy \text{ 3er nivel}} = \frac{6.811}{6.811 * 4} * 654.95 = 163.73 \text{ T}$$

2.2.9.7. Cálculo de centro de torsión

El centro de torsión está relacionado con la excentricidad, misma que está en función de la geometría del edificio. Esta se presenta cuando el centro de masa y el centro geométrico de la estructura, no son coincidentes. Para calcular la excentricidad, se debe dividir la sumatoria de $R_{ix}Y_i$, dentro de la sumatoria de R_{ix} (ver tablas XVII y XVIII). Es importante hacer la acotación que, para el efecto, se establecerá el origen de nuestro plano cartesiano, en la columna ejes A4.

$$X_T = \frac{\sum(R_{iy}X_i)}{\sum R_{iy}} \quad (\text{Ec. 23})$$

$$X_T = \frac{3\ 880.89}{168.66} = 23.01 \text{ m.}$$

$$Y_T = \frac{88.76}{7.89} = 11.25 \text{ m.}$$

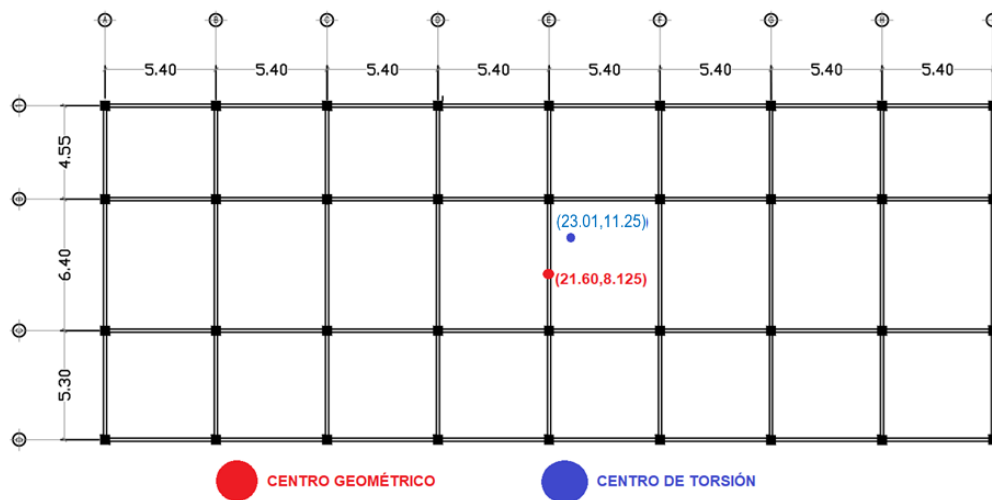
La coordenada del centro geométrico del edificio corresponde a (21.60,8.125). Nuestra coordenada del centro de torsión obtenida es de (23.01,11.25).

Aunado a ello, la sección 2.3.2 excentricidad accidental, de la NSE 3 de AGIES (2020), establece que para fuerzas aplicadas, paralelas a alguna de las direcciones de análisis, se sumará al momento inherente de giro, un momento de giro accidental (Mga) producto de la fuerza inercial (V_i) multiplicada por una excentricidad accidental igual al 5 % de la dimensión del nivel perpendicular a las fuerzas consideradas; si hay fuerzas inerciales ortogonales, simultáneas, se

aplicarán las excentricidades correspondientes al mayor efecto, no ambas. Sin embargo, en el presente caso, las excentricidades sobrepasan el 5 % del total de los ejes, situación que no amerita tal aplicación.

Figura 7.

Centro geométrico y centro de torsión



Nota. Diagrama de centro geométrico y centro de torsión. Elaboración propia, realizado con AutoCAD.

$$Y_{iT} = Y_i - Y_T \quad (\text{Ec. 24})$$

$$Y_{iT} = Y_i - Y_T$$

$$Y_{iT} = 0.00 - 22.41 = -22.41$$

$$Y_{iT} = 5.40 - 22.41 = -17.01$$

$$Y_{iT} = 10.80 - 22.41 = -11.71$$

$$Y_{iT} = 16.20 - 22.41 = -6.21$$

$$Y_{iT} = 21.60 - 22.41 = -0.81$$

$$Y_{iT} = 27.00 - 22.41 = 4.59$$

$$Y_{iT} = 32.40 - 22.41 = 9.99$$

$$Y_{iT} = 37.80 - 22.41 = 15.39$$

$$Y_{iT} = 43.20 - 22.41 = 20.79$$

$$X_{iT} = X_i - X_T \quad (\text{Ec. 25})$$

$$X_{iT} = 16.25 - 10.47 = 5.78$$

$$X_{iT} = 11.70 - 10.47 = 1.23$$

$$X_{iT} = 5.30 - 10.47 = -5.17$$

$$X_{iT} = 0.00 - 10.47 = -10.47$$

2.2.9.8. Cálculo de cortante por torsión

Para determinar el valor de cortante por torsión, es necesario determinar el valor del momento torsor, el cual se calcula multiplicando el valor de la excentricidad por el valor del cortante en el nivel de estudio.

Con este valor ya conocido, se procede a sustituirlo en la fórmula que se describe a continuación:

$$V_{ix} = \frac{R_{ix}Y_{iT}}{\sum(R_{ix}Y_{iT}^2 + R_{iy}X_{iT}^2)} M_{TX} \quad (\text{Ec. 26})$$

Donde:

$$M_{Tx} = V_x * e_y$$

$$M_{Tx} = 654.95 \text{ T} * 0.82 = 537.06 \text{ T} - m$$

$$M_{Ty} = V_y * e_x$$

$$M_{Ty} = 654.95 \text{ T} * 2.16 = 1414.70 \text{ T} - m$$

Con los momentos torsores definidos, se procede a calcular el cortante por torsión. Los valores requeridos en la fórmula están resumidos en las Tablas XVII y XVIII.

Tabla 15.

Resumen fuerzas sísmicas eje X

Eje	R _{ix}	Y _i	R _{ix} Y _i	V _{dx}	Y _{it}	R _{ix} Y _{it}	R _{ix} Y _{it} ²	V _{ix}	V _x ^{total}
A	19.96	0.00	0.000	10.58	-22.41	-17.59	10026.08	-6.16	4.42
B	19.96	5.40	107.80	10.58	-17.01	-13.35	5776.39	-4.68	5.90
C	19.96	10.80	215.61	10.58	-11.71	-9.19	2737.55	-3.22	7.36
D	19.96	16.20	323.35	10.58	-6.21	-4.87	769.89	-1.71	8.87
E	19.96	21.60	431.13	10.58	-0.81	-0.63	13.10	-0.22	10.36
F	19.96	27.00	539.03	10.58	4.59	3.60	420.60	1.26	11.84

Continuación de la tabla 15.

Eje	R_{ix}	Y_i	$R_{ix}Y_i$	V_{dx}	Y_{it}	$R_{ix}Y_{it}$	$R_{ix}Y_{it}^2$	V_{ix}	V_{total} x
G	19.96	32.40	646.83	10.58	9.99	7.84	1992.41	2.75	13.33
H	19.96	37.80	754.69	10.58	15.39	12.08	4728.52	4.23	14.81
I	19.96	43.20	862.44	10.58	20.79	16.32	8628.92	5.72	16.30
	168.6		3 880.89				35 093		
	6								

Nota. Tabla de resumen de fuerzas sísmicas eje X. Elaboración propia, realizado con Excel.

Tabla 16.

Resumen fuerzas sísmicas eje Y

Eje	R_{iy}	X_i	$R_{iy}X_i$	V_{dy}	X_{iT}	$R_{iy}X_{iT}$	$R_{iy}X_{iT}^2$	V_{iy}	$V_{Total y}$
1	22.19	16.25	360.59	23.80	5.78	128.26	741.33	1.94	25.74
2	22.19	11.70	259.62	23.80	1.23	27.29	33.57	0.41	24.21
3	22.19	5.30	117.61	23.80	-5.17	-114.72	593.11	-1.73	22.07
4	22.19	0.00	0.00	23.80	-10.47	-232.33	2432.49	-3.51	20.29
	88.76		7.89				3800.51		

Nota. Tabla de resumen de fuerzas sísmicas eje Y. Elaboración propia, realizado con Excel.

2.3. Método de análisis modal espectral

El método modal espectral, a diferencia del método estático equivalente, toma en cuenta las propiedades dinámicas de la estructura, tales como su forma de vibrar y la contribución de cada modo de vibración en la respuesta. Lo anterior

con la finalidad de reproducir, con un mayor grado de precisión, el comportamiento estructural real ante acciones sísmicas.

Este análisis sísmico se utiliza cuando la importancia de la estructura lo amerita, por ejemplo, en estructuras esenciales e importantes, no limitándose a ellas, sino quedando a criterio del diseñador estructural; o bien, si no se cumplen las condiciones del método estático.

A continuación, se detallan aspectos inherentes a este método de análisis estructural, dando una descripción breve de cada uno de ellos, en el entendido de que el cálculo correspondiente se estará abordando más adelante, en el Capítulo 4. Análisis y Diseño Estructural Sismorresistente de este trabajo de investigación.

2.3.1. Espectro sísmico para diseño

En ingeniería estructural, es importante entender cómo se transfiere la energía sísmica del suelo a las edificaciones, para poder prevenir riesgos fatales en caso de un sismo. Así, lo que conocemos como un espectro de respuesta sísmica es lo que nos ayuda a evaluar el comportamiento de una estructura cuando ésta es sometida a las vibraciones de registros sísmicos de forma virtual.

Cabe destacar que las estructuras reaccionan a las condiciones geofísicas del suelo donde son construidas. En otras palabras: durante un sismo, el suelo se mueve respecto a un punto estático, y el edificio también se mueve respecto al suelo en movimiento.

Esto quiere decir que pueden tener diferentes modos de vibración según los materiales que se usen, la configuración estructural y las propiedades del

mismo suelo, entre otros, por lo que los espectros de sitio pueden ayudarnos a determinar la respuesta del edificio en determinadas circunstancias sísmicas.

A través de los espectros sísmicos, se puede establecer cómo se comporta el suelo debajo de una estructura ante sismos de diferentes magnitudes, y lo cual nos permitiría saber si dichas estructuras cumplen con los requerimientos nacionales e internacionales de desempeño.

Para el presente trabajo de investigación, ya se han definido los valores inherentes a la definición del espectro sísmico de diseño. En la Sección 4.2.3 Análisis sísmico estático y análisis sísmico modal espectral, se estará desarrollando a detalle el tema.

2.3.2. Factor de participación modal y cortante basal del modo m

El análisis sísmico de una estructura se caracteriza por la definición de los diferentes períodos de vibración característicos de la estructura, basada en su configuración geométrica y la matriz de rigideces de la misma. Es con esta información que los programas de análisis estructural definen los diferentes modos de vibración de la estructura, lo cual no es más que los períodos característicos de la edificación.

Cada período (modo) de vibración se encuentra asociado con el factor de participación modal, el cual representa el factor de participación de la masa sísmica para dicho modo de vibración.

Para que el análisis modal sea representativo de la condición real de la estructura, el ingeniero que realiza el análisis deberá definir adecuadamente las

restricciones y consideraciones estructurales correspondientes; es decir, en el caso de una edificación con diafragmas de piso, se deberá considerar las rigideces de los entrepisos, la excentricidad de la masa, entre otros. Estas consideraciones modificarán directamente el factor de participación de la masa en cada caso modal.

En el caso de una estructura diseñada por el método de elementos finitos es fundamental considerar las restricciones de deformación de los elementos, en función de la rigidez asociada para las placas definidas, esto es, considerar que los diferentes elementos de una placa deberán tener una respuesta similar. De esta forma al igual que en el caso de los diafragmas de piso, si uno de los elementos rota un ángulo definido el resto de los elementos deberá rotar de forma similar.

Sin estas consideraciones, el análisis moda definirá tantos casos modales como grados de libertad dispongan los diferentes nodos de la placa, siendo que el factor de participación de cada uno de estos modos será, por ende, despreciable (cada nodo representará un porcentaje muy inferior de la masa total de la placa en cuestión).

Según la NSE 3 de AGIES (2020), salvo que se utilice otro procedimiento de los que ya están definidos en las normas, la fracción de participación de la masa total en cada modo en particular se calcula con la expresión siguiente:

$$M\beta_m = \frac{(\sum_{i=1}^n M_i \phi_{im})^2}{\sum_{i=1}^n M_i (\phi_{im})^2} \quad (\text{Ec. 27})$$

$$V_{bm} = C_{sm} M \beta_m g \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde:

ϕ_{im} = amplitud relativa del desplazamiento del grado de libertad i

M_i = masa sísmica del grado de libertad i

n = número de grados de libertad asociados con masa del modelo

$M\beta_m$ = masa efectiva que participa en el modo m de vibración

g = aceleración de la gravedad

V_{bm} = cortante basal a la cedencia que corresponde al modo m

Debido a que el cálculo anterior depende de datos a obtener en el modelo estructural, se abordará oportunamente más adelante, en el capítulo 4.

2.3.3. Número de modos N a considerar

Según la NSE 3 de AGIES (2020) el número de modos de vibración que deben considerarse, debe garantizar que al menos el 90 % de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis.

El número de modos de vibración que satisfaga esta condición se denominará N .

Este valor N se obtiene mediante iteraciones de análisis estructural, analizando los resultados de participación de masa modal, por lo que, al igual que la sección anterior, ésta oportunamente se abordará oportunamente más adelante, en el capítulo 4.

2.3.4. Cortantes basales dinámicos

Los cortantes basales dinámicos en la estructura, a diferencia de los estáticos, se generan en cada modo de vibración, y en cada dirección horizontal ortogonal. Estos deben combinarse con el método descrito en la sección 3.4 resultados modales y su combinación de la NSE 3. Lo anterior para obtener los cortantes basales dinámicos ortogonales de las iteraciones iniciales. Estos cortantes se analizarán en el modelo estructural.

2.3.5. Calibración del análisis modal

El análisis modal es una herramienta de suma importancia en la Ingeniería Estructural, toda vez que contempla el comportamiento dinámico de las estructuras. Sin embargo, los resultados obtenidos de este tipo de análisis, no debe tomarse a la ligera, toda vez que las normas establecen que debe contemplarse una calibración de los cortantes basales dinámicos. Esta calibración se hace con una comparación de los cortantes estáticos obtenidos previamente.

Tal y como ya se expuso, la NSE 3 establece que los cortantes basales dinámicos de la iteración inicial en cada dirección ortogonal horizontal, no deberán utilizarse para diseño, sin antes someterlos a un proceso de calibración.

Para el efecto, los referentes de calibración, serán los cortantes estáticos calculados anteriormente, y que fueron consignados en la tabla 10. Fuerzas por nivel. De igual manera, otro referente de calibración será el período T calculado en la sección 2.2.3 de este trabajo de investigación.

2.4. Derivas laterales

Las derivas laterales, en ingeniería estructural, son desplazamientos que se presentan en el análisis estático y dinámico en estructuras. Estas longitudes de desplazamiento lateral, permiten tener más elementos de juicio para conocer el comportamiento que se esperaría al momento de enfrentar condiciones sísmicas específicas.

2.4.1. Derivas laterales admisibles

La NSE 3, en su capítulo 4 cargas sísmicas y derivas laterales, específicamente en la sección 4.3 derivas laterales tolerables, define la deriva de piso, como la diferencia del desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel k , respecto del centro de masa del nivel $k-1$.

Así también, la deriva nodal es definida como la diferencia de desplazamiento horizontal del nodo i respecto del correspondiente nodo en el diafragma inmediato inferior.

Es importante aclarar que, al decir nivel k , se está hablando del diafragma contado sobre la base nominal de la estructura, que es el nivel cero. El piso k , en cambio, es el espacio de altura entre el nivel k , y el nivel $k-1$.

2.4.2. Progresión de desplazamientos y derivas

Las Normas de AGIES consideran dos etapas progresivas de desplazamientos sísmicos laterales: la primera etapa, es el desplazamiento horizontal elástico, al límite de cedencia de la estructura, causado por el sismo de diseño dividido por R .

Se le denomina desplazamiento horizontal al límite de cedencia y se denota con el símbolo δ_c .

Es el desplazamiento cuando se usa fuerza estática equivalente o bien el desplazamiento dinámico calibrado. Este último cuando se usa análisis espectral modal.

La segunda etapa corresponde al desplazamiento último, que se denota con el símbolo δ_U , y representa el desplazamiento horizontal de la estructura después de haber sobrepasado al rango post-elástico.

Durante el análisis estructural se obtendrán insumos numéricos para analizar la progresión de desplazamientos y derivas.

2.4.3. Derivas últimas máximas tolerables

Para el control de deformaciones horizontales, según establece la NSE 3, no observa realmente el desplazamiento absoluto como tal, sino se debe analizar el desplazamiento local ocurrido entre dos plantas, es decir, las derivas definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma k y el correspondiente nodo en el diafragma $k-1$.

Las derivas últimas ΔU máximas serán los referentes para establecer las derivas laterales tolerables conforme a la siguiente tabla.

Tabla 17.

Derivas últimas ΔU máximas tolerables

Estructura	Clasificación de obra. h_p es la altura del piso para el que se calcula la deriva.		
	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007 h_p	0.007 h_p	0.007 h_p
Edificaciones NSE 7.9	0.010 h_p	0.010 h_p	0.010 h_p
Edificaciones en general	0.020 h_p	0.020 h_p	0.015 h_p

Nota. Descripción de derivas últimas ΔU máximas tolerables. Obtenido de AGIES. (2020). *Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3) Diseño Estructural de Edificaciones.* (p. 32).

Estos cálculos se evidenciarán con más detalle, en el análisis estructural a realizar.

2.4.4. Valores máximos

Para los valores máximos de derivas sísmicas, la norma es breve y concisa, al establecer que se iterará el proceso de análisis hasta que:

$$\Delta cP \leq \Delta U / Cd \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde ΔcP es la deriva de piso causada por sismo, y deberá cumplirse para todos los pisos de la estructura. En términos estrictos, ΔcP es la deriva medida entre centros de masa superior e inferior de pisos consecutivos.

En este sentido, es de suma importancia resaltar el comentario 4.3.4 de la NSE 3 de AGIES, el cual literalmente consigna lo siguiente:

Cumplir con los límites de desplazamientos horizontales por sismo es de gran importancia para el mejor desempeño sísmico de la edificación. Es la herramienta más simple que las normas ofrecen para limitar el daño a los componentes no-estructurales. El límite es semi-empírico. En el fondo es un compromiso entre los desplazamientos laterales post-elásticos que las estructuras diseñadas con prescripciones de norma pueden llegar a desarrollar y los desplazamientos que se considera que los componentes no-estructurales pueden tolerar mientras la estructura aún vibra en su rango elástico; incidentalmente, esto último es un recordatorio de que los componentes no-estructurales son altamente vulnerables a las excursiones post-elásticas de las estructuras durante sismos de gran intensidad y reitera por qué la rigidez es tan importante en la construcción actual. (AGIES, 2020, p. 41)

3. MEJORAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS

Dentro del marco de crecimiento institucional en infraestructura, se hace necesario hablar de aspectos técnicos puntuales, que tienen una correlación directa con la seguridad del personal policial, siendo uno de ellos, la estructura principal de un edificio, de la que debe entenderse que está constituida por un sistema específico, el cual, independientemente cual sea, tiene la función de recibir las cargas propias del peso mismo, así como las generadas por el uso. Asimismo, la transmisión de estas, a sus distintos elementos que la componen, y la transmisión final al suelo.

Estos sistemas contemplan las características físicas, mecánicas, térmicas de cada uno de los materiales que los conformarán. Esto conlleva a pensar que, efectivamente, la estructura principal, tendrá una consistencia física rígida, no sólo para soportar estas cargas verticales, sino también las cargas laterales equivalentes, generadas por movimientos del terreno.

Sin embargo, el área neta que cubre el edificio es mínima. Es aquí donde debemos abordar el tema de los muros, los cuales, por cuestiones de practicidad, costos y existencia del material, se opta por construir los muros, con sistemas no tan resistentes, pero sí funcionales para el efecto que debe cumplir un muro en condiciones normales, el cual es delimitación, privacidad, división entre ambientes, entre otros.

3.1. Implementación de muros resistentes a ataques armados

En el caso de una sede policial, esta parte secundaria de una estructura, al menos en una de marcos rígidos de concreto reforzado, cobra una relevancia muy particular, toda vez que el área vertical que abarca usualmente en un edificio, es muy amplia. Claro está que es un tema que, hasta la fecha, no ha sido contemplado desde el punto de vista de seguridad pública del país.

Hoy por hoy, el diseño típico de sedes policiales, contemplan muros de mampostería reforzada, lo cual no es necesariamente malo. Sin embargo, como ya se expuso, no es el material idóneo para este tipo de edificaciones, dada la naturaleza de las funciones que deben cumplir.

Esto conlleva a pensar que, para implementar una mejora en infraestructura policial, es indispensable proponer nuevas tipologías estructurales, que incluyan dentro de su haber, los elementos constructivos necesarios para la correcta salvaguarda del personal policial, y de los ciudadanos que utilicen estas instalaciones.

Sin embargo, estas modificaciones al diseño original generaron nuevos retos en cuestión de diseño, toda vez que, al modificar un material dentro del edificio, se está hablando prácticamente de unir materiales con propiedades físicas y mecánicas distintas, generando a su vez, un comportamiento estático y dinámico distinto al que podría esperarse en una sede tipo actual.

3.1.1. Definición del material y espesor a utilizar

En el presente trabajo de investigación, se propuso, para muros del perímetro del edificio, la utilización de concreto reforzado de 0.15 m de espesor.

Se ha comprobado que los impactos de bala de armas de uso de la delincuencia común en el país, no han penetrado la totalidad del espesor de los elementos de concreto.

En relación a la resistencia, se propone el uso de concreto de 5000 psi, toda vez que esta magnitud tiene una correlación directa con la dureza.

Es muy importante aclarar que, para el tema de blindaje de muros, a nivel mundial existen empresas especializadas en el tema, con uso de distintos materiales que han superado pruebas científicas de impacto. Sin embargo, por la rama y la experticia que el tema requiere, en la presente investigación no se profundizará en el tema.

En virtud que el material a utilizar en todos los muros del edificio no será el mismo, se generó una asimetría en la masa de la estructura, así como redistribución de la rigidez total del edificio. Estas dos situaciones requirieron de un análisis mediante iteraciones toda vez que la interacción entre estas asimetrías, dinámicamente hablando, generaron inicialmente, esfuerzos poco saludables para la estructura.

3.1.2. Análisis de arquitectura existente

Dentro de varios aspectos técnicos inherentes a la formulación de los proyectos tipos de sede policial, se encuentran los requerimientos topográficos para la implementación de una. En este sentido, se exige que el nivel de las sedes policiales debe estar por encima del nivel del suelo alrededor de ellas (calles, banquetas, bordillos), para disminuir así la vulnerabilidad del personal policial, toda vez que una posición superior disminuye el riesgo de ataques.

Asimismo, durante el desarrollo del presente trabajo de investigación, trascendió una condicionante planteada por la institución policial, y es la confidencialidad con la que se debe manejar la arquitectura interior de las sedes policiales.

Es por ello que no puede hacerse un análisis detallado por ambientes ubicados en los distintos niveles de las mismas. Sin embargo, en la siguiente sección se aborda el tema de la ubicación de los muros de concreto reforzado, aún con esta limitante.

3.1.3. Definición de ubicación de muros blindados

De los análisis realizados por personal estratégico de la Policía Nacional Civil, se estableció que, independientemente de las oficinas que funcionen dentro del edificio, para éste se hace indispensable la implementación de muros de concreto reforzado en todo su perímetro, para no dejar puntos débiles en la estructura.

Es importante resaltar que la comisaría tipo cuenta con un sótano, por lo cual no puede considerarse únicamente una planta con muros de concreto reforzado, sino dos, toda vez que la planta No. 2 representa el primer nivel del edificio como tal. Consecuentemente, por cuestiones estructurales, si en el segundo nivel se proyecta la implementación de muros de concreto, es indispensable, por cuestiones de rigidez global, contemplar el primer nivel con la misma tipología de muros.

Es así como se define la ubicación de muros blindados, siendo esta la planta uno y dos del edificio.

3.1.4. Definición de alturas de muros blindados

Por cuestiones propias de los diseños actuales de comisaría típica, la altura de muros es de 3.00 m. Inicialmente se había contemplado implementar únicamente a media altura los muros, como parte de una sección para salvaguarda de la vida humana. Sin embargo, posteriormente se solicitó la inclusión de la altura total de los muros, con concreto reforzado, por lo anterior se define esta altura final a utilizar en todos los diseños.

4. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE

4.1. Características del suelo de cimentación

Cuando se proyecta una estructura, es necesario analizar las condiciones del suelo, debido a que principalmente de este depende la capacidad de soporte que resistirá los esfuerzos generados por dicha construcción, teniendo en cuenta el tipo de cimentación seleccionada y a su vez la transmisión de cargas al suelo.

Por lo tanto, es indispensable conocer las características físicas y mecánicas del suelo, con el fin de evitar que la estructura se deteriore antes de su vida útil, presentando consecuencias en el suelo tales como deformaciones, asentamientos y expansión de este, a causa de una cimentación no apta.

Existen diversos tipos de suelos en Guatemala, que pueden variar en diferentes zonas de la misma región, las características del material que influyen en el comportamiento del cimiento y el diseño de la estructura. Se puede determinar que la estructura, cumple con un buen diseño cuando a través del tiempo la edificación no presenta daños estructurales que influyan en su buen funcionamiento. Sí estos se presentan, puede deberse a un inadecuado análisis de las características del suelo.

Lo anterior indica que tener una descripción adecuada de las condiciones del suelo, es razón para reducir los riesgos inherentes a todo trabajo con este, ya que se puede determinar el tipo de cimiento que trabaja y transfiere mejor las cargas al suelo. El comportamiento de los suelos en el terreno, no depende solo de las propiedades significativas de los granos, sino también de aquellas

propiedades que tiene su origen en el acomodamiento de las partículas dentro de la misma y además de la presencia de cargas que ejerce dicha estructura sobre este.

Para el presente trabajo de investigación, se debe recordar que se está trabajando una sede policial tipo, por lo que la estructura podría ubicarse en cualquier región del país. Sin embargo, tomando en cuenta que en Guatemala predomina el suelo tipo C, se procederá a trabajar con estas condiciones de suelo.

Es menester aclarar que, para la implementación de una sede policial de este tipo, deberá desarrollarse el estudio geotécnico correspondiente.

4.2. Cálculo de los coeficientes de rigidez

La rigidez puede describirse como una medida cuantitativa que denota la oposición que tiene un elemento estructural a las deformaciones elásticas e inelásticas producidas en un material a causa de acciones externas aplicadas a él. Consecuentemente, contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir deformaciones relativamente considerables.

Los coeficientes de rigidez son magnitudes físicas que cuantifican la rigidez de un elemento resistente bajo diversas configuraciones de carga. Normalmente las rigideces se calculan como la razón entre una fuerza aplicada y el desplazamiento obtenido por la aplicación de esa fuerza.

$$E = 15100 * \sqrt{f'c} \quad (\text{Ec. 30})$$

Sustituyendo valores, se tiene:

$$E = 15100 * \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2}$$

Obteniendo así, un valor de:

$$E = 252\,671.33 \text{ Kg/cm}^2$$

4.2.1. Rigidez de columnas

Las dimensiones de las columnas propuestas son de 0.55x0.55 m, entonces, siendo una sección cuadrada, el cálculo de la inercia es como sigue:

$$I = \frac{1}{12} (55)(55)^3 = 762\,552.08 \text{ cm}^4$$

Entonces, la rigidez de las columnas será de:

$$K_{columna} = \frac{12(252\,671.33)(762\,552.08)}{300^3} = 85\,633.35 \text{ Kg/cm}^2$$

4.2.1.1. Rigidez de vigas

Las dimensiones de las vigas propuestas son de 0.60x0.30 m, entonces, el cálculo de la inercia es:

$$I = \frac{1}{12} (30)(60)^3 = 540\,000 \text{ cm}^4$$

Entonces, la rigidez de las vigas será de:

$$K_{vigas_{4.65m}} = \frac{12(252\,671.33)(540\,000)}{465^3} = 16\,284.41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_{vigas_{5.30m}} = \frac{12(252\,671.33)(540\,000)}{530^3} = 10\,997.74 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_{vigas_{5.40m}} = \frac{12(252\,671.33)(540\,000)}{540^3} = 10\,398.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_{vigas_{6.40m}} = \frac{12(252\,671.33)(540\,000)}{640^3} = 6\,245.84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$K_{vigas_{secundarias}} = \frac{12(252\,671.33)(540\,000)}{540^3} = 10\,398.00 \text{ Kg/cm}^2$$

4.3. Modelamiento de la estructura en software

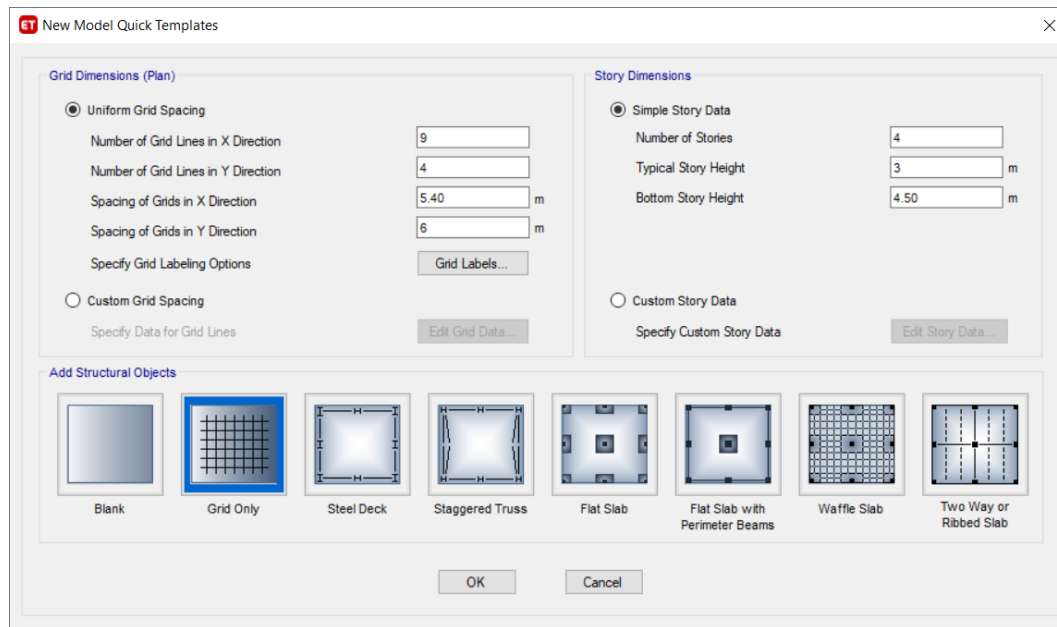
Para el modelamiento de la estructura se utilizará ETABS, un *software* de análisis estructural y dimensionamiento de edificios. Es una herramienta con alta capacidad para el análisis lineal y no lineal, con opciones para análisis con distintos tipos de materiales.

4.3.1. Definición de grilla estructural del edificio en software

Se inicia por crear un nuevo *grid* o grilla que servirá de base para el trazo del dibujo de la estructura principal del edificio. Para el efecto, se observa la grilla estructural previamente definida (figura 4). En virtud que en el eje X, el espaciamiento de columnas es el mismo (5.40 m), se procede a consignar esa distancia en esa dirección.

Figura 8.

Interfaz New Model (nuevo modelo)



Nota. Presentación del nuevo modelo de Interfaz. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.2. Definición de materiales a utilizar

- Cimientos: concreto 4000 psi
- Columnas: concreto 4000 psi
- Vigas: concreto 4000 psi
- Muros sótano y primer nivel: concreto 5000 psi
- Muros segundo y tercer nivel: block pómez de 35 kg/cm²
- Refuerzo estructural: acero A615Gr60

En la opción *define materials*, se procede a definir los materiales a utilizar. En relación al concreto y el acero, el *software* cuenta con las propiedades físicas y mecánicas ya definidas.

En relación a los muros de mampostería reforzada (block pómez), se procederá a definir el material, tomando en cuenta lo siguiente: el peso aproximado de un block pómez es de 12.70 kg.

Asimismo, el volumen de una unidad de block es de $(0.40 \times 0.20 \times 0.15) \text{ m}^3 = 0.012 \text{ m}^3$. De lo anterior, se establece que 1 m^3 contiene $1/0.012$ blocks, es decir, 83.33 blocks. El peso específico del block pómez es, entonces, 1 058.30 kg/m³.

Asimismo, debe tomarse en cuenta el peso del concreto que será vertido en los huecos de la unidad de block. El peso específico total estaría en el rango de 2 000 kg/m³ a 2 200 kg/m³.

Tomando en cuenta que el *software* considera un material denominado *Masonry*, el cual contempla un material que se comporta como mampostería reforzada, y cuenta con un peso específico de 2 162.49 kg/m³, se define éste como el material de los muros del segundo y tercer nivel.

4.3.3. Definición de secciones de elementos estructurales

Se procede a definir las secciones de los diferentes elementos estructurales que compondrán la estructura principal. Para el efecto, debe tomarse en cuenta, no solo la geometría de las secciones, sino también los modificadores de rigidez que deben aplicarse a cada uno de ellos, para contemplar un análisis estructural más conservador, apegado a condiciones reales de operación del sistema.

Figura 9.

Material para muros segundo y tercer nivel (Masonry)

General Data	
Material Name	Mamposteria Reforzada
Material Type	Masonry
Directional Symmetry Type	Isotropic
Material Display Color	 Change...
Material Notes	Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass	
☒ Specify Weight Density	☐ Specify Mass Density
Weight per Unit Volume	2162.49 kgf/m³
Mass per Unit Volume	2158.753 kg/m³

Mechanical Property Data	
Modulus of Elasticity, E	1265.53 kgf/mm²
Poisson's Ratio, U	0.2
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.0000081 1/C
Shear Modulus, G	527.3 kgf/mm²

Nota. Presentación de material para muros segundo y tercer nivel. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Para el cálculo de las derivas laterales, el código pide que degrademos inercia para el concreto reforzado. Esta degradación implica que se contemplará que el concreto estará sujeto a fisuras propias del trabajo en el rango inelástico, como una manera de analizar de manera conservadora.

4.3.3.1. Definición de secciones de columnas

En caso de columnas, se solicita un 70 % de la inercia. Por *default*, aparece todo en 1. Entonces, se cambia en *moment of inertia about 2 axis*: 0.70. Asimismo, se cambia en *moment of inertia about 3 axis*: 0.70. En esta opción va el recubrimiento *clear confinement bars*. En *reinforcement configuration* se pone si es rectangular o con zunchos. Donde dicen *number of long bars*, debe

consignarse el número de barras en cada eje. Esos ejes se ven en la figura transversal. Sí sirven estos espacios, incluyendo diámetro de la barra, si estuviéramos viendo si cumple. Para eso, se deberá marcar hasta abajo *reinforcement to be checked*. La sección de la columna queda definida de la siguiente manera:

Figura 10.

Sección de columna

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: Columns

Material: 4000Psi

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 550 mm

Width: 550 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK

Cancel

Nota. Presentación de sección de columnas. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.3.2. Definición de secciones de vigas

Para el caso de vigas, la degradación de rigidez es similar al de la columna, con la diferencia que esta debe ser degradada para deformaciones, en el *moment of inertia about 3 axis*, al 35 %, por sección fisurada.

La sección de vigas principales queda definida de la siguiente manera:

Figura 11.

Sección de vigas principales

ET Frame Section Property Data

General Data

Property Name: Vigas principales

Material: 4000Psi

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Display Color: Change...

Notes: Modify/Show Notes...

Shape

Section Shape: Concrete Rectangular

Section Property Source

Source: User Defined

Section Dimensions

Depth: 600 mm

Width: 300 mm

Property Modifiers

Modify/Show Modifiers...
Currently User Specified

Reinforcement

Modify/Show Rebar...

Show Section Properties...

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Column

OK

Cancel

Nota. Presentación de sección de vigas principales. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Para las vigas secundarias se hace la misma operación, con la sección geométrica correspondiente. Se omite el procedimiento para optimización de espacio del presente trabajo de investigación.

4.3.3.3. Definición de secciones de muros de concreto

Para el caso de muros de concreto, tal y como se expuso en la sección 2.1.1.1 datos para cálculo de carga muerta, se definió un muro con un espesor de 0.15 m. En este sentido, es importante aclarar que, al igual que en las vigas y columnas, se hace necesaria la degradación de los factores de rigidez del muro, específicamente a un 25 % en las direcciones f_{11} y f_{22} , pues es en estas direcciones en las que se da lugar las degradaciones de fisuras. Asimismo, se utiliza la opción de *wall properties*, y no la de *frame sections*, toda vez que queremos que el *software* interprete la función de un elemento de área vertical.

Figura 12.

Modificación de factores de rigidez en muros de concreto

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Membrane f11 Direction	0.25
Membrane f22 Direction	0.25
Membrane f12 Direction	1
Bending m11 Direction	1
Bending m22 Direction	1
Bending m12 Direction	1
Shear v13 Direction	1
Shear v23 Direction	1
Mass	1
Weight	1

Nota. Presentación de la modificación de factores de rigidez en muros de concreto. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Durante la definición de esta sección, es importante tener cuidado al momento de definir el tipo de material del muro, que en este caso es el concreto de 5000 psi. De igual manera, el *modeling type*, toda vez que necesitamos un tipo de modelo que contemple los esfuerzos que gobiernan en un muro de este tipo. La opción que debe elegirse es la de *shell-thin*.

Es importante aclarar que la opción *shell thick*, el programa considera deformaciones por cortante también (sirve en espesores más grandes, tales como zapatas, muros de cortante, en losas de 0.40 m o más (casas de máquinas o zonas de equipos especiales, por ejemplo). Y en el mismo orden de ideas, consignar correctamente el espesor (*thickness*) del muro. La sección queda como se indica:

Figura 13.

Sección en muros de concreto

ET Wall Property Data

General Data

Property Name: Muros de concreto de 0.15 m

Property Type: Specified

Wall Material: 4000Psi

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...

Display Color: [Green Swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 150 mm

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Nota. Presentación de sección de muros de concreto. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.3.4. Definición de muros de mampostería reforzada

Tal y como se expuso en la sección 4.3.2 Definición de materiales a utilizar, para los muros del tercer y cuarto nivel, se estableció el material *masonry*, por lo que se procederá igual que en los muros de concreto, con las variantes que correspondan.

Figura 14.

Sección en muros de mampostería reforzada

ET Wall Property Data

General Data

Property Name: Muros de mampostería reforzada

Property Type: Specified

Wall Material: Block pómez reforzado

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently User Specified): Modify/Show...

Display Color: [Red Color Swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Thickness: 200 mm

☐ Include Automatic Rigid Zone Area Over Wall

OK Cancel

Nota. Presentación de sección de muros de mampostería reforzada. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.3.5. Definición de losas

En la sección 2.2.1.1 datos para cálculo de carga muerta se definió una losa de concreto reforzado de 0.13 m. Se procede entonces a consignar los datos al *software*.

Para el efecto, se selecciona la sección tipo *slab* (losa), y en el *modeling type* (tipo de modelo) se utiliza *shell-thin*, para que el comportamiento sea el análogo a una losa de concreto.

En la definición de losa, también se crean 4 modos de diafragmas, para asignar uno a cada nivel. Es decir, a todas las losas de cada nivel, se les asignará un modo de diafragma.

Figura 15.

Losa de concreto reforzado de 0.13 m

ET Slab Property Data

General Data

Property Name: Losa de 0.13 m

Slab Material: 4000Psi

Notional Size Data: Modify/Show Notional Size...

Modeling Type: Shell-Thin

Modifiers (Currently Default): Modify/Show...

Display Color: [Green Color Swatch] Change...

Property Notes: Modify/Show...

Property Data

Type: Slab

Thickness: 130 mm

OK Cancel

Nota. Presentación de sección de losa de concreto reforzado de 0.13 m. Elaboración propia, realizado con ETABS.

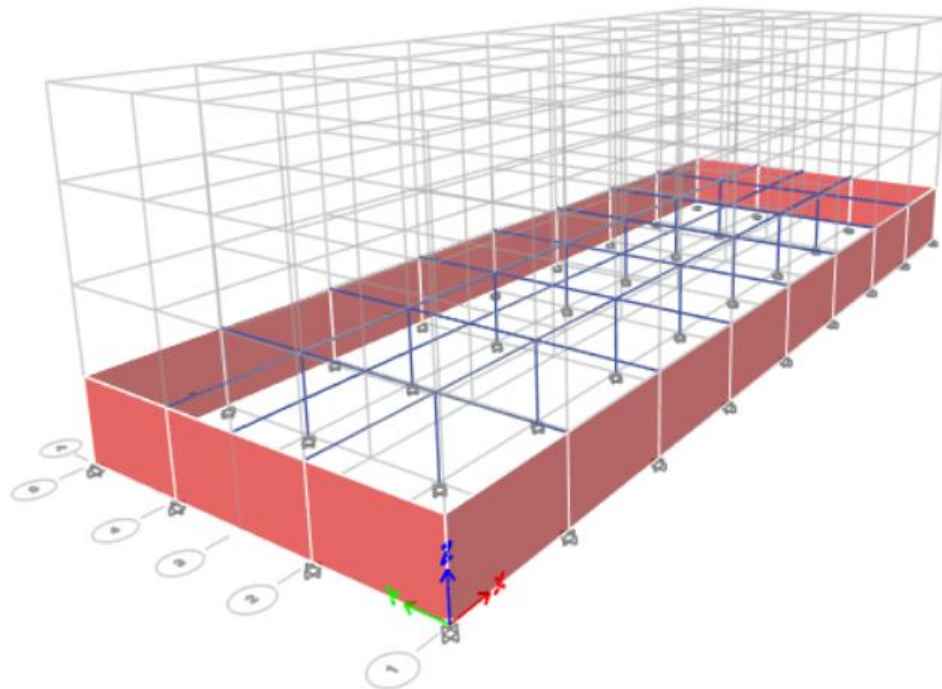
4.3.4. Dibujo de estructura principal

Con la definición de secciones de elementos estructurales concluida, se procede a asignar a la grilla estructural creada, según corresponda, cada uno de los elementos estructurales.

En esta fase es de suma importancia observar el patrón de dibujo de columnas, vigas, muros y losas, en el sentido de conservar la misma dirección de trazo para cada tipo de elemento específico, toda vez que el *software* toma en cuenta este aspecto para la asignación de etiquetas a cada nodo, para posteriormente realizar el análisis matricial que corresponda.

Figura 16.

Proceso de dibujo sótano



Nota. Presentación de proceso de dibujo de sótano. Elaboración propia, realizado con ETABS.

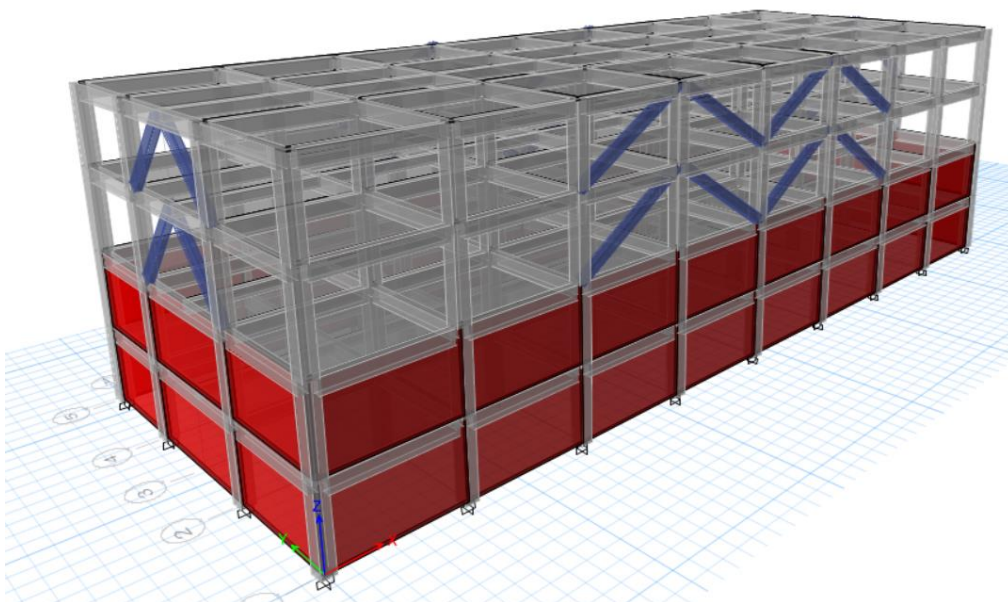
Al finalizar el dibujo de la estructura principal, habiendo tomado en cuenta que las dos primeras plantas son de muros de concreto reforzado, y las últimas dos de mampostería reforzada, se procedió a aplicar también las aperturas de vanos de ventanas e ingresos principales.

Esto con la herramienta de Draw Wall Openings.

Se debe notar que el sótano no cuenta con aberturas de vanos de ventanas. En esta fase, contamos con el modelo de la estructura del edificio, sin ningún tipo de asignación de cargas estáticas y dinámicas.

Figura 17.

Avance modelo estructural sin cargas asignadas



Nota. Presentación de sección de muros de mampostería reforzada. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.5. Definición de cargas gravitacionales

Se entiende por carga a la idealización de las fuerzas externas ejercidas a los elementos resistentes de una estructura, incluyendo las de su propio peso.

Según la NSE 2 de AGIES, las cargas muertas comprenden todas las cargas de elementos permanentes de la construcción. Incluyen, pero no necesariamente están limitadas al peso propio de la estructura, pisos, rellenos, cielos, vidrieras, tabiques fijos y equipo permanente rígidamente anclado a la estructura.

Las cargas vivas, en cambio, son aquellas producidas por el uso y la ocupación de la edificación. En general su intensidad estará establecida por norma.

4.3.5.1. Carga muerta

Para la carga muerta, se tomará el peso propio de la estructura principal, y 100 kg/m² de sobrecarga (cielo falso, instalaciones especiales, piso cerámico, entre otros). En este sentido, es importante resaltar que el *software* reconoce la geometría de la estructura, y siendo así que en la definición de materiales se contempla el peso unitario de cada uno de ellos, el programa calcula con un alto nivel de precisión este peso.

Para el peso propio, más adelante se indicará la manera de proceder para que el *software* lo contemple.

4.3.5.2. Carga viva

En el presente trabajo de investigación no se podrá hacer un análisis específico de la carga viva que corresponde según la naturaleza de la función de cada ambiente, toda vez que, por razones de seguridad pública, no puede exponerse la arquitectura de la sede policial tipo.

Para efectos de análisis estructural, y poder estar en posición de asignar cargas al edificio, se entenderá que la segunda planta serán oficinas, y la tercera y cuarta planta, dormitorios. El sótano no se toma en cuenta, toda vez que la carga viva del mismo es soportada directamente por el suelo. Según la NSE 2 de AGIES, para oficinas, se debe contemplar una carga de 250 kg/m^2 , y en dormitorios, una carga de 200 kg/m^2 . Sin embargo, esta última es para hoteles, y por la experiencia que se cuenta con la institución policial, se tiende a sobrepasar la carga en dormitorios, sobre todo en eventualidades propias del servicio, en las cuales deben reconcentrar a todo el personal policial que esté de descanso o vacaciones. Por criterio, se utilizará una carga de 300 kg/m^2 , correspondiente al 150 % establecido en norma.

Finalmente, para carga viva de azotea, se da observancia a la NSE2 de AGIES, en relación a que, a las cubiertas pesadas con acceso, se les debe considerar una carga viva de 200 kg/m^2 .

4.3.5.3. Patrones de carga

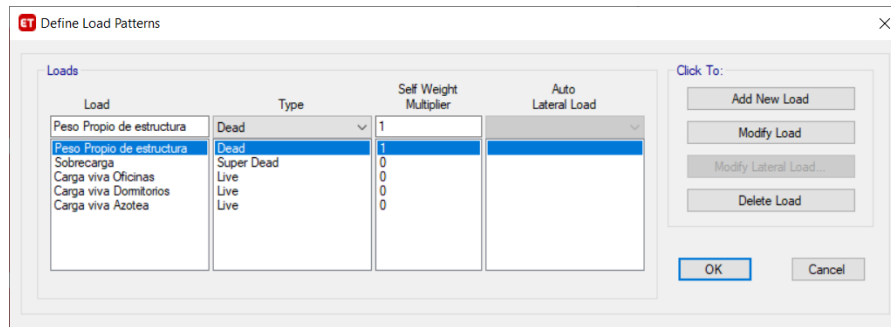
En esta fase del modelo, se hace necesario establecer en el programa, los distintos patrones de carga que se estarán utilizando en el análisis estructural, toda vez que es de estos patrones de donde se interpreta la naturaleza de cada carga.

En el comando *define* y luego *load patterns* (patrones de carga), debe definirse cada naturaleza de carga. Es acá en donde debe indicarse en la columna de *self multiplier*, que únicamente la carga DEAD será asignada con el coeficiente 1, para que, en el peso propio de la estructura, tome única y exclusivamente el peso de los materiales que componen el edificio.

El resto de cargas tendrán asignado un coeficiente igual a 0.

Figura 18.

Patrones de carga



Nota. Presentación de sección de patrones de carga. Elaboración propia, realizado con ETABS.

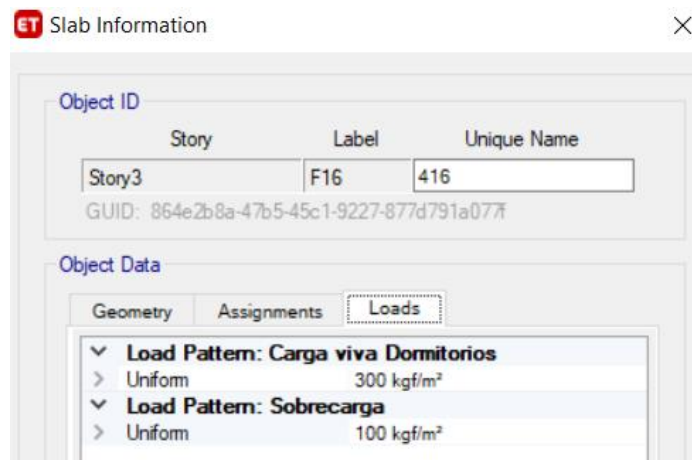
4.3.6. Asignación de cargas estructurales

Con los patrones de carga definidos, y con los criterios de magnitud de cargas viva y muerta definidos, se procede a asignar las cargas a las losas de cada uno de los niveles. Consecuentemente, el programa reconoce áreas tributarias para trasladar las cargas a las vigas, y estas, trasladar las mismas a las columnas, las cuales, finalmente las transmiten a la cimentación, y esta al suelo.

Para el efecto, se utiliza el comando *shell load assignment* (asignación de carga a cascarón o superficie). Se seleccionan las diferentes losas, y se asignan las cargas que correspondan a cada caso.

Figura 19.

Asignación de carga a losa



Nota. Presentación de sección de asignación de carga a losa. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.7. Definición de cargas sísmicas

Hasta esta fase del modelamiento estructural, se ha concluido la asignación de cargas gravitacionales. Sin embargo, el edificio también estará inevitablemente sujeto a eventos sísmicos, por lo que se hace necesario abordar la dinámica de estructuras para el presente caso.

El programa considera, entre otras formas, el Espectro de Respuesta, el cual es un conjunto de valores utilizado en los cálculos de ingeniería sísmica, que mide la reacción de varias estructuras con distintos períodos de vibración ante la acción sísmica del suelo que las soportan.

Existen diferentes tipos de espectros de respuesta según la reacción que se quiera comparar: espectro de respuesta de velocidad, espectro de respuesta

de deformación. El más habitual en cálculos sísmicos es el espectro elástico de respuesta, que relaciona la aceleración.

Para la definición del espectro de respuesta se utilizarán los valores establecidos en el capítulo 2. Asimismo, se hace necesario indicar al programa, la fuente de masa (*mass source*) a la cual deberá hacer referencia para generar el espectro de respuesta.

4.3.7.1. Fuente de masa

En términos generales, la fuente de masa es el aspecto que el programa tomará como referencia para generar la respuesta sísmica de nuestra estructura.

En este sentido, se debe tomar, por ende, primeramente, la masa de la estructura. Luego la sobrecarga definida, toda vez que se entiende que esta sobrecarga está, de alguna manera, anclada a nuestra estructura.

En relación a la carga viva, debe tomarse en cuenta un 25 % de la misma; esto porque al momento de un evento sísmico, existen cargas vivas que pueden adherirse, por así decirle, a nuestra fuente de masa, por ejemplo, mobiliario, equipo, personas que puedan sujetarse a elementos estructurales, entre otros.

Este criterio también obedece a eventuales vehículos que puedan agregar masa al sistema, mediante el alto coeficiente de fricción estática entre la llanta y el concreto.

Esta definición se hace por medio de la herramienta *mass source*, quedando como se indica en la figura 20.

Figura 20.

Fuente de masa

Load Pattern	Multiplier
Peso Propio de estructura	1
Sobrecarga	1
Carga viva Oficinas	0.25
Carga viva Dormitorios	0.25
Carga viva Azotea	0.25

Nota. Presentación de sección de fuentes de masa. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.7.2. Espectro de respuesta

Tal y como se describió en la sección 2.3.1 espectro sísmico para diseño, el espectro de respuesta sísmica es lo que nos ayuda a evaluar el comportamiento del suelo cuando es sometido a las vibraciones de registros sísmicos de forma virtual.

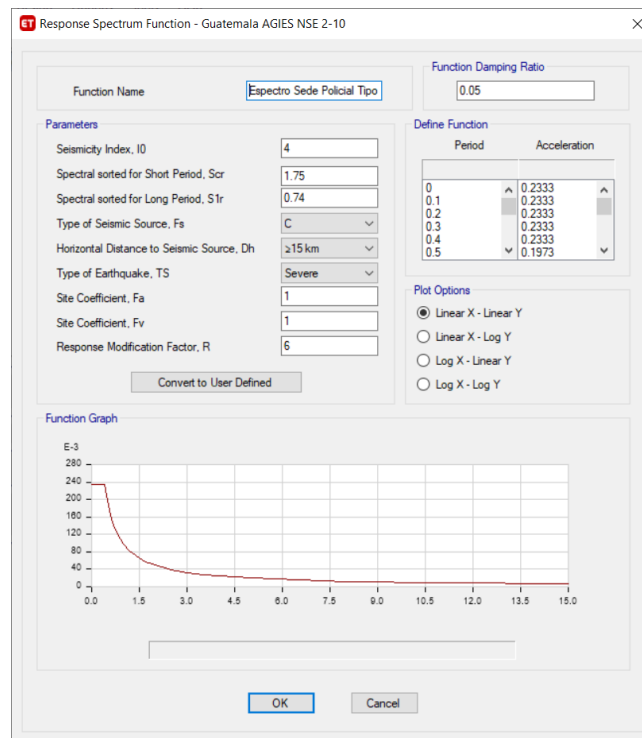
Para el efecto, utilizaremos los criterios y parámetros ya establecidos en la sección 2.1 parámetros para modelar la respuesta sísmica de los sistemas estructurales, siendo estos: factor $R = 6$, factor de determinación de los niveles de diseño $K_d = 0.80$, correspondiente a un sismo severo (5 % de ocurrencia en 50 años).

Asimismo, siendo así que en la sección 2.1.2 nivel de protección sísmica, se estableció que la ubicación geográfica del proyecto se asumió en el municipio

de Escuintla, departamento de Escuintla, se utilizarán los valores consignados en la NSE2 de AGIES, específicamente en el listado de amenaza sísmica y velocidad básica del viento por municipio para la República de Guatemala, siendo estos: Índice de Sismicidad $I_0 = 4$, $S_{cr} = 1.75$ y $S_{1r} = 0.74$.

Figura 21.

Espectro de diseño



Nota. Presentación de sección de espectro de diseño. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.7.3. Casos de carga asociados al espectro de respuesta

Con el espectro de respuesta definido, se debe indicar al programa los casos de carga que estarán asociados a él; esto es, incluir dentro de los casos

de carga, los que no corresponden a cargas gravitacionales. Para ello, se debe definir en *load cases*, el caso *response spectrum*. En este apartado, se solicitará el Método de Combinación Modal.

Según la norma de análisis sísmico, se requiere una participación modal mínima del 90 % de la masa participativa, esto se logra aumentando el número de modos de vibración de tal forma que la masa participativa acumulada sea superior al valor especificado en cada una de las direcciones analizadas. De ser necesario, se puede aumentar la frecuencia de vibración máxima analizada e incluso revisar la configuración del sistema estructural resistente a sismo.

Cada uno de estos modos de vibración tiene asociado un período, el cual, se puede relacionar a una aceleración a través del espectro de diseño. Cada una de estas aceleraciones afectará la masa de la estructura en función de la matriz de masas sísmicas (la masa considerada en el análisis sísmico) lo cual definirá las fuerzas sísmicas aplicadas en la estructura. La suma de estas fuerzas sísmicas corresponderá al cortante basal de la estructura.

Considerando que el análisis modal definirá n modos de vibración, estos deberán ser combinados en una respuesta única que corresponderá con la respuesta sísmica de la estructura. La combinación de los diferentes modos de vibración es lo que se conoce como combinación modal.

Existen varias formas de realizar la combinación de los modos de vibración de una estructura. Las más conocidas comúnmente en el análisis sísmico son: CQC, SRSS, ABS, mismas que contempla el programa. Estas combinaciones resultan de considerar los efectos de cada modo de vibración.

Figura 22.

Análisis sísmico en dirección X

The screenshot shows the 'Load Case Data' dialog box in ETABS. The 'General' tab is active, showing the following settings:

- Load Case Name: Sismo Dirección X
- Load Case Type: Response Spectrum
- Exclude Objects in this Group: Not Applicable
- Mass Source: Previous (MsSrc1)

Buttons for 'Design...' and 'Notes...' are visible. The 'Loads Applied' section contains a table with two entries:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Default Uniform	2942
Acceleration	U1	Default Uniform	9806.65

Buttons for 'Add', 'Delete', and 'Advanced' are present. The 'Other Parameters' section includes:

- Modal Load Case: Modal
- Modal Combination Method: CQC
- ☐ Include Rigid Response
- Rigid Frequency, f1: [empty]
- Rigid Frequency, f2: [empty]
- Periodic + Rigid Type: [empty]
- Earthquake Duration, td: [empty]
- Directional Combination Type: SRSS
- Absolute Directional Combination Scale Factor: [empty]
- Modal Damping: Constant at 0.05
- Diaphragm Eccentricity: 0 for All Diaphragms

Buttons for 'Modify/Show...' are next to the Modal Damping and Diaphragm Eccentricity fields. 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Nota. Presentación de sección de análisis sísmico en dirección X. Elaboración propia, realizado con ETABS.

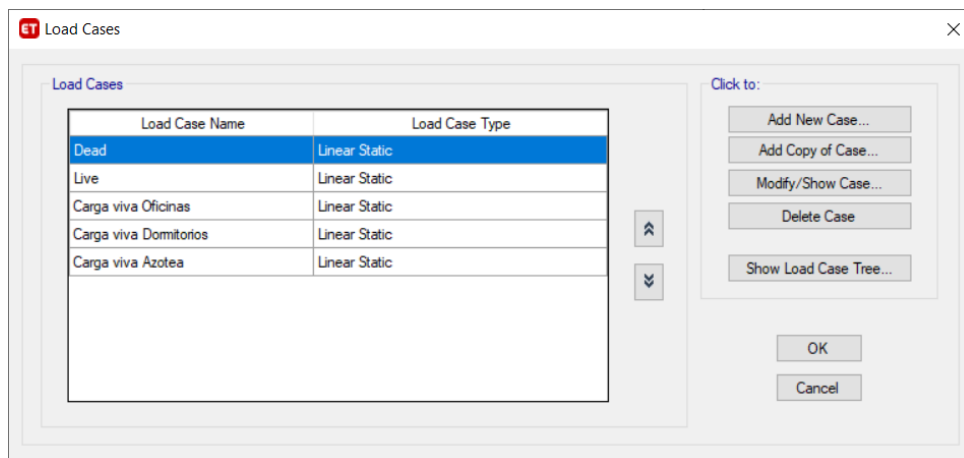
Para el caso de esta investigación, se utilizará el método CQC (*complete quadratic combination*), el cual considera la interacción de los diferentes modos. El resultado no es necesariamente es el más conservador, ya que, en el caso de respuestas con signos diferentes, se le resta la componente de la interacción a la respuesta combinada. En términos generales, este método sí considera el signo de la respuesta modal. Sin embargo, es uno de los métodos más utilizados en análisis estructurales.

Notar en la figura 22 que, en la dirección X (U1), se está tomando el 100 % del valor de la gravedad. Sin embargo, por ortogonalidad, es necesario incluir el 30 % de la aceleración para la dirección Y (U2). Es por ello que el factor de escala para Y es de 2942 (9806.65x0.30).

Con este proceso, quedan definidos los casos de carga gravitacionales y sísmicos.

Figura 23.

Casos de carga finales



Nota. Presentación de sección de casos de carga finales. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.3.8. Combinaciones de carga

Con los casos y patrones de carga creados, se procede finalmente a realizar las combinaciones de carga con los respectivos coeficientes de mayoración, según la naturaleza de cada caso. La NSE 2 del AGIES establece

las combinaciones de carga que deben utilizarse para determinar la capacidad resistente mínima que deben tener los componentes de una estructura.

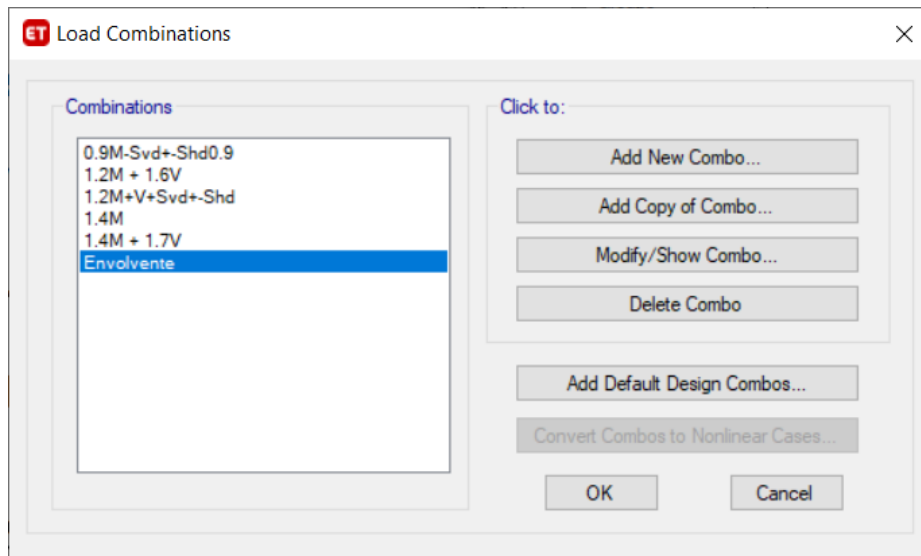
Para el presente trabajo de investigación, se utilizarán las combinaciones de carga contempladas por el Método de diseño por Resistencia, descrito en la NSE2 de AGIES en su Capítulo 8. Estas normas utilizan en general este método de diseño estructural, conocido también como método de diseño por factores de carga y resistencia (*load and resistance factor design*, LRFD por sus siglas en inglés).

EL LRFD es un método de análisis en el cual las cargas de diseño se mejoran y las resistencias de diseño se minoran multiplicando por factores mayores y menores que la unidad, respectivamente. Está basado en el criterio de estados límites, es por ello que también se le conoce como método de diseño por estados límites. Un estado límite define la condición ante la cual un elemento estructural bajo carga se ve afectado a tal grado que deja de ser seguro para los ocupantes de la estructura.

Para la definición de las combinaciones de carga, se utilizará la herramienta *define load combinations*. En esta opción también se crea la opción de envolvente, función que hace una combinación de las combinaciones, para establecer escenarios críticos, y sobre éstos, presentar resultados si así lo deseamos.

Figura 24.

Combinaciones de carga



Nota. Presentación de sección de combinaciones de carga. Elaboración propia, realizado con ETABS.

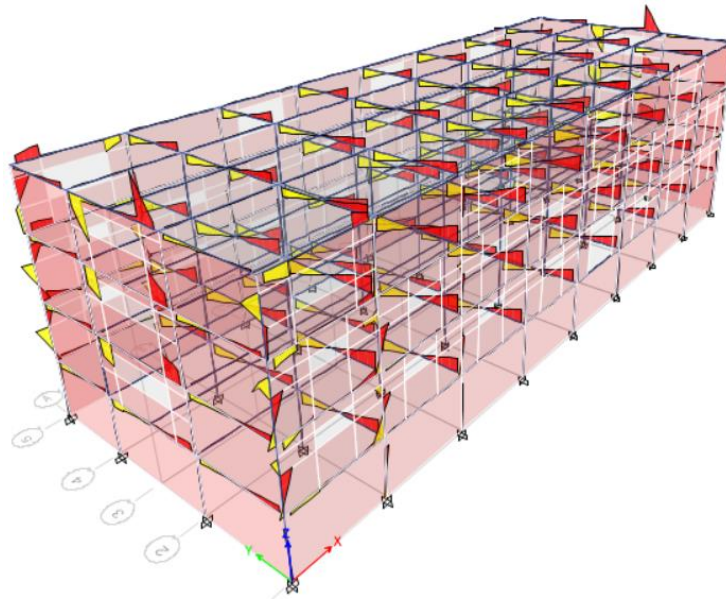
Es de hacer notar que los signos + y – establecidos en las combinaciones, corresponden al fenómeno de reversión de carga durante un evento sísmico. Se programó para que el programa tome en cuenta estas reversiones durante el análisis modal.

4.3.9. Análisis estructural con software ETABS

Con el avance del ingreso de los datos expuestos al programa, se procede a analizar el modelo, o como usualmente se dice, a correr el modelo, para obtener la primera iteración de resultados. Para ello se utiliza la herramienta *run analysis*.

Figura 25.

Esquema general de corte y momento



Nota. Presentación de esquema general de corte y momento. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.4. Obtención de períodos de vibración

En física, el período de una oscilación u onda (T) es el tiempo transcurrido entre dos puntos equivalentes de la onda. El concepto aparece tanto en matemáticas como en física y otras áreas de conocimiento.

En Ingeniería Estructural, el período de vibración es el tiempo que le toma a una estructura en completar un ciclo de movimiento repetitivo. Este valor es de suma importancia para el análisis estructural.

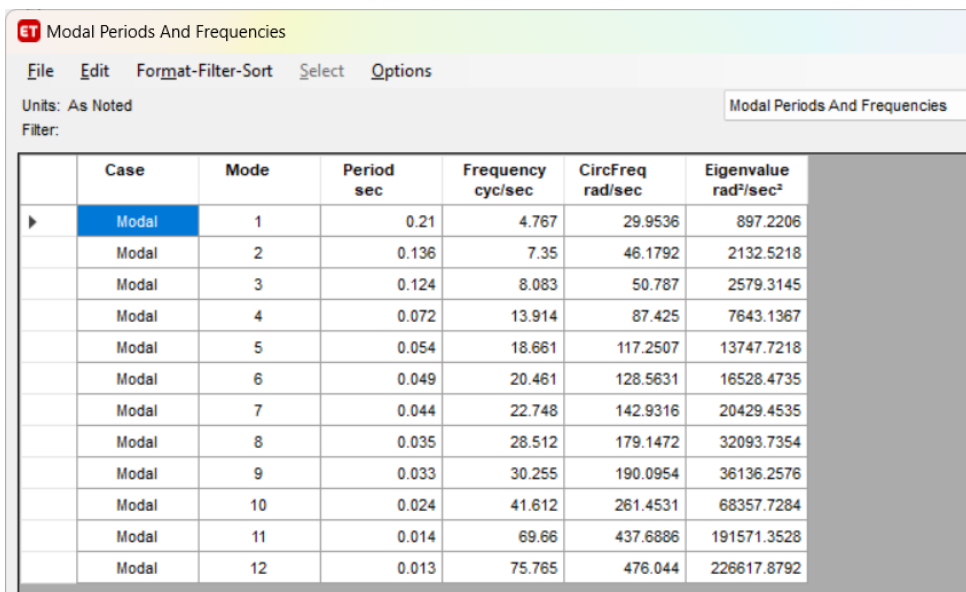
4.4.1. Períodos de vibración dinámicos

Con el análisis obtenido, se procede a obtener los períodos de vibración, específicamente de las direcciones de análisis X y Y, para posteriormente determinar la aceleración a la cual corresponden estos períodos según el Espectro de Respuesta previamente definido. Estos valores serán de suma utilidad para realizar la calibración de nuestro modelo, con el uso del Método Estático Equivalente. Para desplegar la información descrita, se hace uso de la herramienta Display Tables.

En la figura 28 se observa que se obtiene un período de 0.21 segundos.

Figura 26.

Tabla de períodos y frecuencias



	Case	Mode	Period sec	Frequency cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad ² /sec ²
▶	Modal	1	0.21	4.767	29.9536	897.2206
	Modal	2	0.136	7.35	46.1792	2132.5218
	Modal	3	0.124	8.083	50.787	2579.3145
	Modal	4	0.072	13.914	87.425	7643.1367
	Modal	5	0.054	18.661	117.2507	13747.7218
	Modal	6	0.049	20.461	128.5631	16528.4735
	Modal	7	0.044	22.748	142.9316	20429.4535
	Modal	8	0.035	28.512	179.1472	32093.7354
	Modal	9	0.033	30.255	190.0954	36136.2576
	Modal	10	0.024	41.612	261.4531	68357.7284
	Modal	11	0.014	69.66	437.6886	191571.3528
	Modal	12	0.013	75.765	476.044	226617.8792

Nota. Presentación de sección de tabla de periodos y frecuencias. Elaboración propia, realizado con ETABS.

4.4.2. Período fundamental de vibración

El período fundamental de vibración (T) se puede calcular de 3 diferentes maneras; de forma empírica, de forma genérica y de forma analítica, siendo las tres válidas. En el presente caso, tal y como se expuso en la Sección 2.2.7 Período de vibración empírico, el periodo fundamental de vibración se estimó en forma empírica y genérica, según la NSE 3 AGIES Sección 2.1.6 Fórmula empírica para período fundamental de vibración, habiendo obtenido un período de vibración estático de $T_a = 0.345$ segundos.

4.5. Calibración por el método estático equivalente

Según la NSE3 de AGIES (2020)

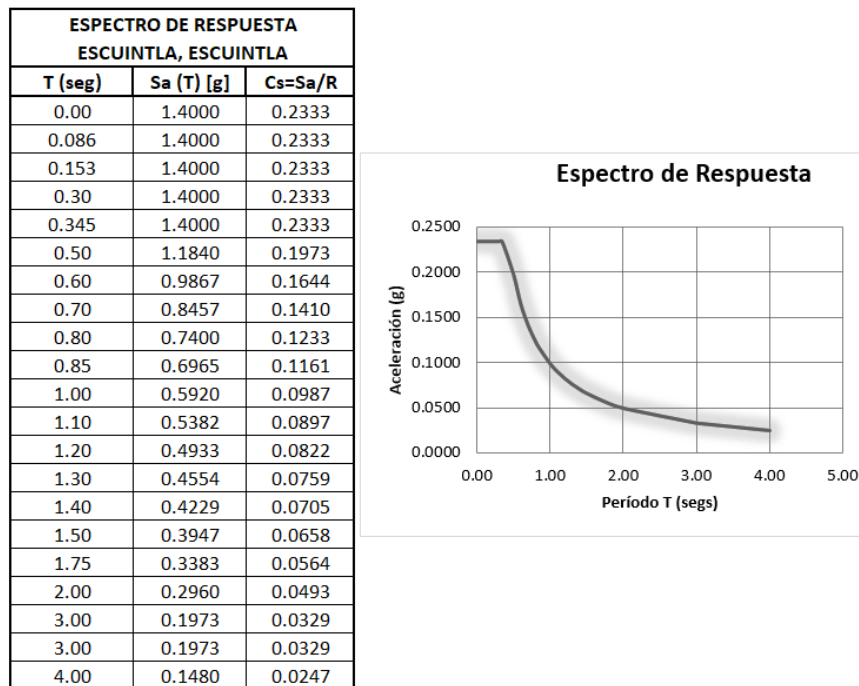
El Método de la Carga Sísmica Estática Equivalente permite que las solicitaciones sísmicas sean modeladas como fuerzas estáticas horizontales (y también verticales) aplicadas externamente a lo alto y ancho de la edificación. La cuantificación de la fuerza equivalente es semi-empírica. Está basada en un espectro de diseño sísmico definido en el Capítulo 4 de la NSE 2, en la masa efectiva de la edificación (Sección 1.11.3), en las propiedades elásticas de la estructura y en el cálculo empírico del período fundamental de vibración de la edificación, según lo definido en este capítulo. El Método Estático Equivalente también será un instrumento de calibración. Sus principales resultados se utilizarán como valores de comparación al aplicar cualquiera de los demás métodos para cuantificar las solicitaciones sísmicas. (p. 45)

Para realizar la calibración del sistema, se hace necesario, primeramente, establecer la aceleración espectral que corresponde en el Espectro de Respuesta, a los períodos calculados para las direcciones X y Y, así como al período fundamental de vibración. Posteriormente, se puede obtener el coeficiente sísmico de diseño C_s , mediante el cociente de la aceleración espectral S_a entre el Factor de Reducción R .

En la figura 27 se pueden observar las aceleraciones espectrales y los coeficientes sísmicos de diseño para los diferentes períodos de vibración calculados.

Figura 27.

Aceleraciones y coeficientes sísmicos de diseño



Nota. Presentación de las aceleraciones y coeficientes sísmicos de diseño. Elaboración propia, realizado con Excel.

Con las aceleraciones espectrales y coeficientes sísmicos de diseño para cada período, se procede a realizar una comparación entre los datos estáticos y dinámicos.

Es importante aclarar que, el período fundamental de vibración calculado es independiente a la dirección de análisis, toda vez que estima únicamente la altura del edificio. Es por ello que se mantiene constante.

En este caso en particular, los tres períodos analizados coinciden en la meseta del Espectro de Respuesta, por lo que la aceleración espectral y el coeficiente sísmico de diseño es el mismo.

La implicación de lo anterior, redundará en que la calibración dará como resultado un factor de calibración de 1.00, por lo que, el factor de calibración final en función de la gravedad, será de 9.81. En la tabla 18 se consignan los valores utilizados.

Tabla 18.

Factor de calibración final en función de la gravedad

Valores para cálculo de factor de calibración final						
Períodos Modales (segundos)		Coeficiente sísmico de diseño (Cs)		Coeficiente sísmico de diseño máximo	Factor de calibración (Cs dinámico/Cs estático)	Factor de calibración final en función de la gravedad
		Dinámico	Estático			
Dirección X	0.21	1.40	1.40	1.40	1.00	9.81
Dirección Y	0.29	1.40	1.40	1.40	1.00	9.81

Nota. Descripción de calibración final en función de la gravedad. Elaboración propia, realizado con Excel.

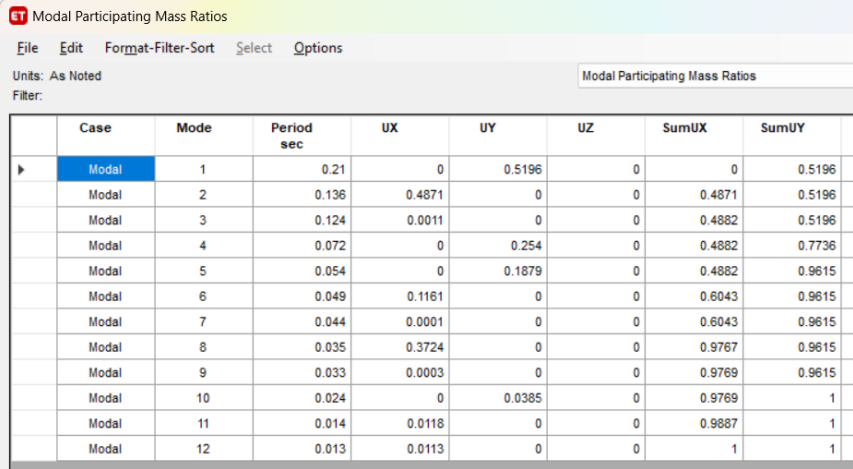
4.6. Porcentaje de participación de la masa

Según lo indicado en la sección 2.3.3 número de modos N a considerar, según la NSE 3 de AGIES, el número de modos de vibración que deben considerarse, debe garantizar que al menos el 90 % de la masa del modelo analítico esté participando en cada una de las direcciones de análisis. El número de modos de vibración que satisfaga esta condición se denominará N. Este valor N se obtiene mediante iteraciones de análisis estructural, analizando los resultados de participación de masa modal.

Para establecer este porcentaje de participación de la masa, se debe desplegar la información correspondiente a estos valores, siendo ésta la tabla de proporción de participación modal de la masa (*modal participating mass ratios*).

Figura 28.

Proporción de participación modal de la masa



	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
▶	Modal	1	0.21	0	0.5196	0	0	0.5196
	Modal	2	0.136	0.4871	0	0	0.4871	0.5196
	Modal	3	0.124	0.0011	0	0	0.4882	0.5196
	Modal	4	0.072	0	0.254	0	0.4882	0.7736
	Modal	5	0.054	0	0.1879	0	0.4882	0.9615
	Modal	6	0.049	0.1161	0	0	0.6043	0.9615
	Modal	7	0.044	0.0001	0	0	0.6043	0.9615
	Modal	8	0.035	0.3724	0	0	0.9767	0.9615
	Modal	9	0.033	0.0003	0	0	0.9769	0.9615
	Modal	10	0.024	0	0.0385	0	0.9769	1
	Modal	11	0.014	0.0118	0	0	0.9887	1
	Modal	12	0.013	0.0113	0	0	1	1

Nota. Presentación de sección de proporción de participación modal de la masa. Elaboración propia, realizado con ETABS.

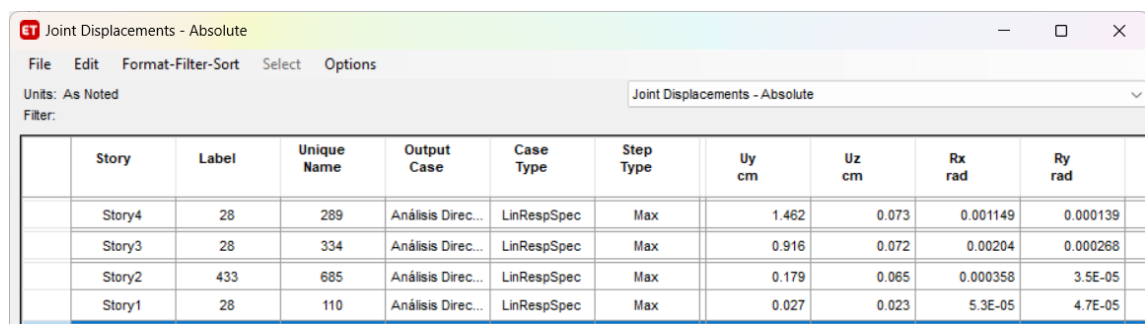
Cómo se puede observar en la figura 28, en las columnas SumUX y SumUY, el programa consigna en función de la unidad, la proporción de la participación modal de la masa en esas direcciones de análisis. En relación a la dirección X, ésta alcanza el porcentaje requerido por la norma en el modo de vibración 8, con un porcentaje de 97.67 %. Para la dirección Y, se alcanza el porcentaje requerido en el modo de vibración 5, con un porcentaje de 96.15 %, cumpliendo así con lo estipulado en la norma.

4.7. Obtención de desplazamientos laterales

En la sección 2.4 derivas laterales, se abordaron los conceptos teóricos relacionados a este apartado. Se procederá entonces a obtener los valores de derivas laterales para nuestro modelo en particular. Para el efecto, se obtiene la información del desplazamiento de nodos, mediante la tabla *joint displacements*.

Figura 29.

Desplazamientos laterales



Story	Label	Unique Name	Output Case	Case Type	Step Type	Uy cm	Uz cm	Rx rad	Ry rad
Story4	28	289	Análisis Direc...	LinRespSpec	Max	1.462	0.073	0.001149	0.000139
Story3	28	334	Análisis Direc...	LinRespSpec	Max	0.916	0.072	0.00204	0.000268
Story2	433	685	Análisis Direc...	LinRespSpec	Max	0.179	0.065	0.000358	3.5E-05
Story1	28	110	Análisis Direc...	LinRespSpec	Max	0.027	0.023	5.3E-05	4.7E-05

Nota. Presentación de sección de desplazamientos laterales. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Se puede observar en la figura 29 que los desplazamientos en los 4 niveles, van del rango de 0.027 cm a 1.462 cm.

4.8. Derivas últimas máximas tolerables

Según la NSE3 de AGIES, para el control de deformaciones horizontales no interesan directamente los desplazamientos absolutos sino las derivas (Δ), definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma k y el correspondiente nodo en el diafragma $k-1$.

Para las derivas últimas ΔU máximas, o derivas laterales tolerables, se da observancia a lo establecido en la tabla 4.3.3 de la NSE 3 de AGIES. Esta establece que, para Obras Esenciales, la deriva lateral tolerable corresponde a $0.15 h_p$, donde h_p es la altura del piso para el que se calcula la deriva.

Asimismo, para calcular la deriva en el límite de cedencia o deriva elástica, se realiza el cociente entre la deriva lateral tolerable entre el factor de incremento del desplazamiento elástico (C_d), tema ya desarrollado en la sección 2.1.2.3 Factor C_d .

Este es un factor amplificador del desplazamiento del modelo estructural, como resultado del análisis elástico, para modelar el desplazamiento post-elástico. Se utiliza para amplificar el desplazamiento que incurre el modelo estructural como resultado del análisis elástico para modelar el desplazamiento post-elástico. El desplazamiento incrementado se comparará con el máximo desplazamiento post-elástico admisible por especificación. Para este caso corresponde un factor de incremento del desplazamiento elástico C_d igual a 5 (ver Sección 2.1.2.3 Factor C_d).

El cociente descrito es el valor que se compara con los desplazamientos consignados en la sección 4.7 Obtención de desplazamientos laterales.

Tabla 19.

Condiciones de derivas máximas tolerables

Nivel	Altura de piso hi (m)	Δu máxima (cm)	Δc máxima elástica teórica (cm)	Derivas absolutas obtenida de ETABS (cm)	Derivas laterales (relativas) Δc (cm)	$\Delta c \geq \Delta c$
1	4.50	6.8	1.35	0.027	0.027	SÍ CUMPLE
2	3.00	4.5	0.90	0.179	0.152	SÍ CUMPLE
3	3.00	4.5	0.90	0.916	0.737	SÍ CUMPLE
4	3.00	4.5	0.90	1.462	0.546	SÍ CUMPLE

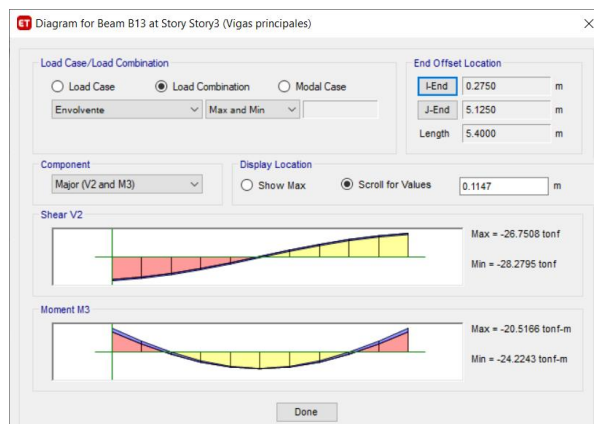
Nota. Presentación de tabla de condiciones de derivas máximas tolerables. Elaboración propia, realizado con Excel.

4.9. Obtención de esfuerzos críticos por elemento

A continuación, se muestra la obtención de esfuerzos críticos por elementos.

Figura 30.

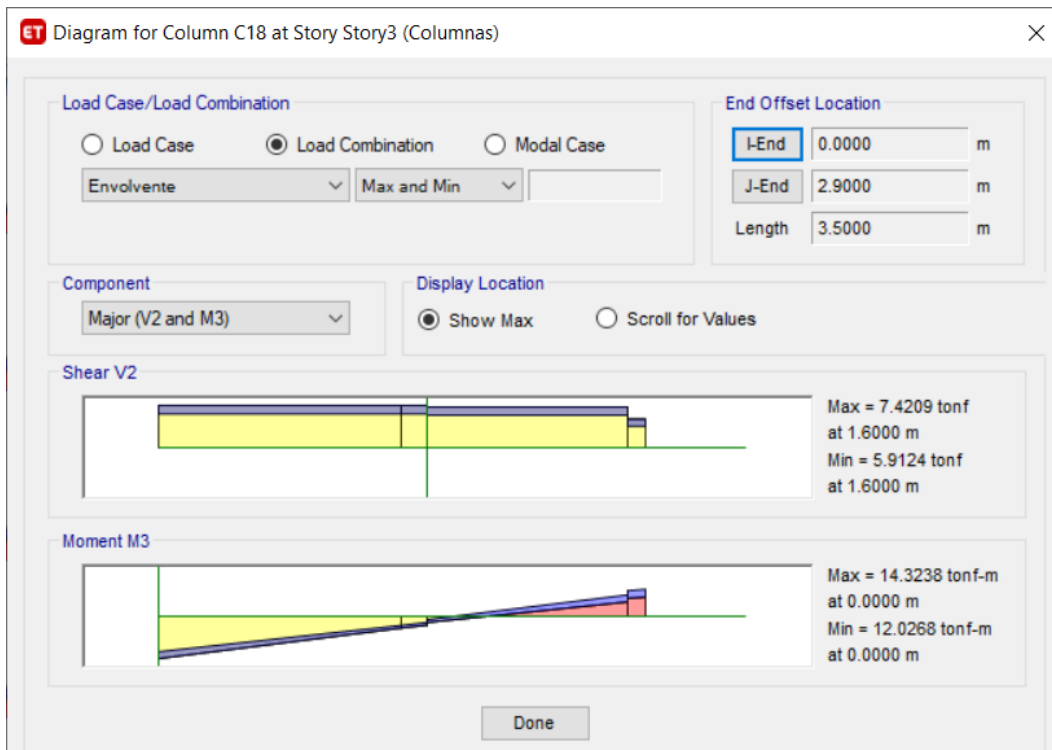
Esfuerzos críticos en vigas principales



Nota. Presentación de sección de esfuerzos críticos en vigas principales. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Figura 31.

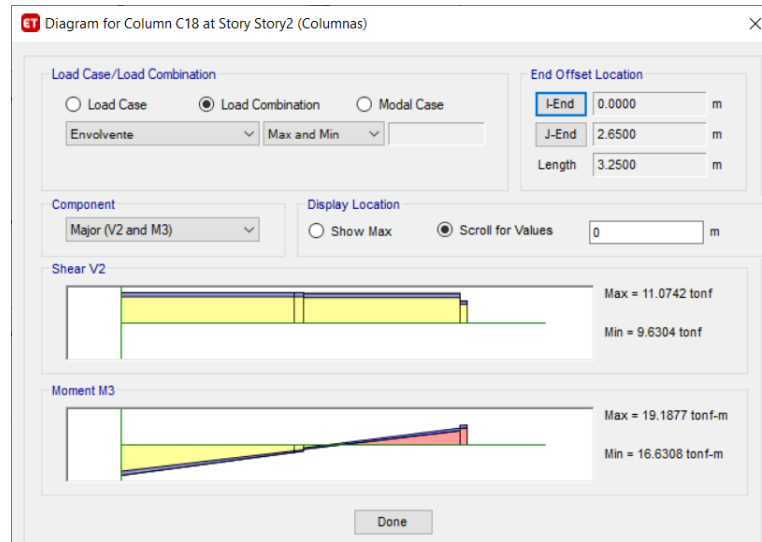
Esfuerzos críticos en columnas primer nivel



Nota. Presentación de sección de esfuerzos críticos en columnas primer nivel. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Figura 32.

Esfuerzos críticos en columnas segundo nivel



Nota. Presentación de sección de esfuerzos críticos en columnas segundo nivel. Elaboración propia, realizado con ETABS.

Tabla 20.

Esfuerzos críticos

Esfuerzos críticos de marcos estructurales			
Elemento estructural	Momento positivo (T-m)	Momento negativo (T-m)	Esfuerzo cortante (T)
Viga principal	24.22	16.91	28.28
Viga secundaria	25.47	13.39	24.01
Columna nivel 1	17.59	15.32	16.37
Columna nivel 2	19.18	12.65	11.07
Columna nivel 3	14.32	9.19	7.42
Columna nivel 4	13.29	7.99	6.99

Nota. Descripción de esfuerzos críticos de marcos estructurales. Elaboración propia, realizado con Excel.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

La coordenada del centro geométrico del edificio correspondió a (21.60,8.125). La coordenada de centro de torsión obtenida fue de (23.01,11.25). Es decir, 1.41 m de excentricidad sobre el eje X y 3.125 sobre el eje Y. Estas distancias considerables denotan el efecto de la diferencia de rigideces entre niveles. Inclusive superaron la excentricidad contemplada en la Sección 2.3.2 Excentricidad accidental, de la NSE 3 de AGIES

Irregularidad vertical V1A Piso flexible NSE 3 AGIES. En virtud que la irregularidad consiste en que la rigidez lateral de un piso es menos que 70 % de la rigidez del piso de encima; o menos que 80 % de la rigidez promedio de los 3 pisos encima, en el caso de la presente investigación eso no ocurre, toda vez que las rigideces fuertes están en los dos pisos de abajo, y la rigidez del sótano es superior a la rigidez del piso de encima (primer nivel). En todo caso, la irregularidad ocurriría en la transición del segundo al tercer nivel, debido a que el segundo nivel es menos rígido. Haciendo la relación:

- Piso de encima (tercer nivel): $6.405 \times 70 \% = 4.48$
- Piso de abajo (segundo nivel): $K=5.530$
- $5.530 > 4.48$; no existe irregularidad vertical V1A piso flexible.

Irregularidad en elevación V2 Masa irregular verticalmente NSE 3 AGIES. En virtud que la irregularidad consiste en que el peso sísmico de un piso es más del 150 % del peso sísmico de cualquier piso adyacente, para establecer si existe esta irregularidad en la estructura, se hizo el análisis en el cambio drástico de masas (del primer al segundo nivel).

Es importante hacer la anotación que el peso sísmico del segundo nivel, sin tomar en cuenta los muros de mampostería confinada es de: $646.40 - 38.05 = 608.65 T$

Haciendo la verificación si existe la Irregularidad tipo V2, se hacen los cálculos correspondientes:

- Peso primer nivel: 737.06 T
- Peso segundo nivel: 608.65 T
- Porcentaje relacional: $\frac{737.06 \cdot 100}{608.65} = 121.10 \%$

Entonces, como $121.10 \% < 150 \%$, se determina que no existe irregularidad en elevación V2.

Las primeras iteraciones estructurales demostraron que las diferencias de rigideces relativas entre los niveles del edificio provocaban derivas laterales superiores a las permitidas en la Norma, específicamente en los dos últimos niveles del edificio. Al implementar elementos diagonales rigidizantes de concreto armado, las derivas laterales quedaron dentro del rango admisible de la Norma.

Cuando se analiza el período fundamental de vibración (0.345 s), y el período dinámico (0.210 s), se puede apreciar cómo influye la rigidez global de la estructura en el comportamiento de la estructura ante cargas sísmicas. Y es que el período fundamental de vibración es semiempírico, y toma en cuenta únicamente el sistema estructural y la altura total del edificio, no así los materiales que componen el edificio.

En la calibración por medio del Método Estático Equivalente, el factor de calibración es 1; es decir, el análisis modal no se vio alterado. Los períodos

analizados coinciden en la meseta del espectro de respuesta, por lo que la aceleración espectral y el coeficiente sísmico de diseño es el mismo. Analizando el espectro de respuesta, se ve que el decremento de la aceleración en función del período comienza en aproximadamente 0.50 segundos (ver figura 27). Los períodos obtenidos son menores a este valor, por lo que, al quedar en la meseta (área constante del espectro), estos rangos de períodos corresponden a una misma aceleración.

En relación a la participación modal de la masa del sistema, según se observa en la figura 28, en la dirección de análisis X, se alcanza el superior a 90 % de participación en el modo de vibración 8, y en la dirección de análisis Y, se alcanza en el modo de vibración 5.

Las derivas obtenidas del análisis estructural en la iteración última, no sobrepasaron las derivas tolerables (ver tabla 20), cumpliendo así con lo establecido en las Normas de Seguridad Estructural. Esto se logró mediante la rigidización de algunos marcos en los dos últimos niveles.

CONCLUSIONES

1. La asimetría de masa y rigidez que presenta el edificio, derivado del cambio de materiales utilizados en sus muros, provocó que, en un edificio de estructura combinada con marcos simples en su estructura superior, no cumpliera con los parámetros de seguridad estructural establecidos en las Normas AGIES.
2. La evaluación determinó que, si bien es cierto, existen asimetrías de masas y rigideces, estas no representan un impedimento para la implementación de la tipología estructural propuesta que contempla los aspectos de seguridad para el personal policial. Sin embargo, ante la falta de rigidez relativa de los dos últimos niveles, con respecto a los primeros, el edificio exige una implementación estructural extra a los marcos superiores.
3. En la presente investigación, se propone un arriostramiento de concreto reforzado estratégico en marcos centrales. Sin embargo, es importante aclarar que no es la única solución; es decir, puede ser arriostramiento de acero amortiguado, aumento de la geometría de las vigas y columnas de los niveles críticos, implementación de muros de corte de concreto en áreas específicas, entre otros.
4. En relación a los muros de concreto, se estableció un espesor de 0.15 m, y una resistencia de 5000 psi. Esto en base a antecedentes de ataques armados, que han permitido establecer que estas especificaciones técnicas, en el contexto de blindaje contra ataques de arma de fuego de

delincuencia común (no organizada), entiéndase armas cortas (pistolas y revólveres) son efectivos. Es importante aclarar que, el estudio a profundidad de este tema, corresponde más a la experticia de seguridad pública y privada.

RECOMENDACIONES

1. Investigar el comportamiento dinámico del edificio propuesto, mediante la implementación estructural de componentes técnicos distintos al arriostramiento de concreto reforzado, incursionando en la ampliación de la geometría de elementos estructurales en niveles superiores, implementación de soleras de amarre entre columnas, muros de concreto a media altura, entre otros. O bien también, el arriostramiento propuesto con otros materiales y empotramientos distintos.
2. Investigar sobre el comportamiento estático y dinámico de edificios policiales tipo, de subestación y estación policial, utilizando la grilla estructural existente, para no generar cambios en la arquitectura ya definida, dando en el proceso, la observancia obligatoria a las Normas de Seguridad Estructural de la AGIES.
3. Socializar en la institución policial, la viabilidad de acercamientos con entidades expertos en seguridad, para retroalimentar la presente investigación, recabando opciones de blindaje distintas, como lo pueden ser placas sólidas, aditivos especiales de concreto, implementación de multicapas de morteros, entre otros.
4. Desarrollar diseños estructurales para los proyectos tipo de subestación policial y estación policial, que contemplen muros de concreto reforzado, proyectando a mediano y largo plazo, la implementación de infraestructura acorde a las funciones de la operatividad policial.

REFERENCIAS

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. (2020). *Norma de Seguridad Estructural 3 (NSE3) Diseño Estructural de Edificaciones*.

Policía Nacional Civil. (2018). *Sedes policiales tipo PNC*. Ministerio de Gobernación.

Zeceña, J. (2014). *Validación del método de ensayo de la Norma Coguanor NTG 41051 h2 (determinación de la resistencia a compresión de prismas de mampostería)*. [Tesis de pregrado, Universidad de San Carlos de Guatemala]. Archivo digital.
http://biblioteca.usac.edu.gt/tesis/08/08_3791_C.pdf

Zerbino, R., Barragán, B., Agulló, L., García, T. y Gettu, R. (2006). Reología de hormigones autocompactables. *Ciencia y Tecnología del Hormigón*, 13, 51-64. <https://digital.cic.gba.gob.ar/bitstream/handle/11746/465/05-Zerbino.pdf?sequence=1&isAllowed=y>