

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



Análisis sismo-resistente para una edificación de cuatro niveles correspondiente a un sistema de muros de carga de alta ductilidad (DA) de mampostería reforzada según las normas de seguridad estructural de AGIES 2018 y el código ASCE/SEI 7-16

Trabajo de graduación presentado por Juan Francisco Raimundo Villeda para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

Guatemala

2019

**Análisis sismo-resistente para una edificación de cuatro niveles
correspondiente a un sistema de muros de carga de alta
ductilidad (DA) de mampostería reforzada según las normas
de seguridad estructural de AGIES 2018 y el código
ASCE/SEI 7-16**

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA
Facultad de Ingeniería



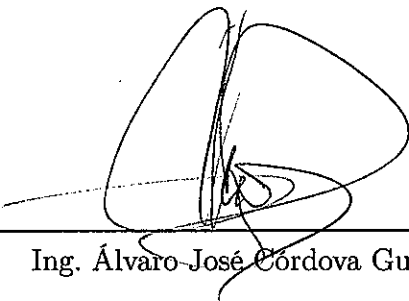
Análisis sismo-resistente para una edificación de cuatro niveles correspondiente a un sistema de muros de carga de alta ductilidad (DA) de mampostería reforzada según las normas de seguridad estructural de AGIES 2018 y el código ASCE/SEI 7-16

Trabajo de graduación presentado por Juan Francisco Raimundo Villeda para optar al grado académico de Licenciado en Ingeniería Civil

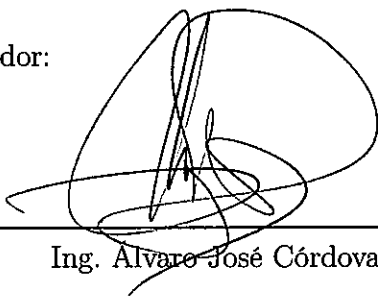
Guatemala

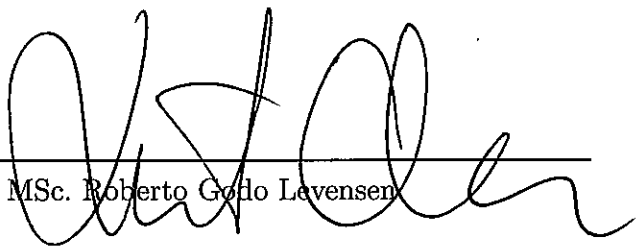
2019


Vo.Bo.:

(f) 
Ing. Álvaro José Córdova Guirola

Tribunal Examinador:

(f) 
Ing. Álvaro José Córdova Guirola

(f) 
MSc. Roberto Godo Levensen

(f) 
Meng. Hugo Enrique Pallais Beteta

Fecha de aprobación: Guatemala, 9 de diciembre de 2019

Esta investigación representa el culmen de cinco años repletos de constantes retos y experiencias, los cuales me han ido formando como persona y como profesional. Por este motivo, es justo mencionar a cada una de las personas que han estado presentes en los momentos que más necesitaba de su apoyo.

En primer lugar a mi papá, Jesús Raimundo (†), por adentrarme en el mundo de la construcción y por enseñarme el valor del estudio. A mi mamá, Flor Villeda, por ser la voz de la sabiduría y un excepcional ejemplo viviente de lucha. Mi abuela, María Dolores Gutiérrez (†), por confiar siempre en mí y alentarme a ser ingeniero. Mis tíos, Roxana Villeda y Yuri Marroquín, por siempre estar dispuestos a apoyarme y por corregirme cuando lo necesito.

A la Fundación Juan Bautista Gutiérrez, y a doña Isabel Gutiérrez de Bosch, por haber depositado su confianza en mí y haberme otorgado la oportunidad de estudiar la carrera de mis sueños. Así como a Evelyn Estrada, por tener siempre las palabras adecuadas y saber alentarme para superarme constantemente.

A mis compañeros Otto Zepeda, Rodrigo Arbizú, Nicolle Miranda, Jorge Wong, Katerine Miranda y José Aldana, por estar en los momentos más difíciles y convertirme en una mejor persona.

Y por último, a los ingenieros Álvaro Córdova, Hugo Pallais y Mario Rosada, por ayudarme en la elaboración de la presente investigación y por instruirme como profesional.

| | |
|--|-------------|
| Prefacio | v |
| Lista de figuras | xI |
| Lista de cuadros | xIV |
| Resumen | xv |
| Abstract | xvII |
| I. Introducción | 1 |
| II. Objetivos | 3 |
| A. Objetivo general | 3 |
| B. Objetivos específicos | 3 |
| III. Marco teórico | 5 |
| A. Mampostería | 5 |
| B. Elementos estructurales en una edificación de mampostería | 9 |
| 1. Mocheta | 9 |
| 2. Solera | 9 |
| 3. Muro | 9 |
| 4. Viga | 10 |
| 5. Diafragma horizontal | 10 |
| 6. Zapata | 12 |
| C. Sismo | 13 |
| D. Marco tectónico de Guatemala | 14 |
| E. Registros sísmicos de Guatemala en el siglo XX | 15 |
| F. Normativa para diseño de mampostería | 16 |
| 1. Nacional | 16 |
| 2. Internacional | 16 |
| G. Demandas estructurales | 17 |
| 1. Cargas muertas | 17 |

| | | |
|--------------|---|-----------|
| 2. | Cargas vivas | 17 |
| 3. | Carga sísmica | 19 |
| 4. | Carga por aspectos volcánicos | 29 |
| 5. | Cargas de lluvia | 30 |
| 6. | Combinaciones de carga | 30 |
| H. | Sismo-resistencia | 33 |
| I. | Sistemas estructurales | 33 |
| 1. | Nacional | 33 |
| 2. | Internacional | 35 |
| J. | Ductilidad | 38 |
| K. | Requerimientos sísmicos de diseño | 38 |
| 1. | Método de la carga sísmica estática equivalente | 39 |
| 2. | Método de análisis modal espectral | 44 |
| 3. | Calibración del análisis modal | 45 |
| 4. | Derivas y desplazamientos | 47 |
| IV. | Metodología | 49 |
| A. | Análisis sísmico | 49 |
| B. | Diseño de elementos estructurales | 50 |
| 1. | Muros de mampostería reforzada con sistema inter-bloque | 50 |
| 2. | Muros de mampostería con refuerzo confinante | 57 |
| 3. | Viga | 59 |
| 4. | Losa | 59 |
| 5. | Cimientos corridos | 59 |
| V. | Análisis y discusión de resultados | 61 |
| A. | Análisis sísmico respecto ASCE y AGIES | 62 |
| B. | Diseño sísmico de muros de mampostería reforzada respecto a ACI y AGIES . | 66 |
| C. | Comparación entre normativas ASCE/ACI y AGIES | 70 |
| D. | Validación de prácticas constructivas en Guatemala | 72 |
| E. | Detalles estructurales de elementos críticos | 74 |
| VI. | Conclusiones | 83 |
| VII. | Recomendaciones | 85 |
| VIII. | Bibliografía | 87 |
| IX. | Anexos | 89 |
| A. | Cálculos | 89 |
| X. | Glosario | 99 |

Lista de figuras

| | | |
|-----|---|----|
| 1. | Características de los bloques en Guatemala según clasificación [2]. | 6 |
| 2. | Resistencia a compresión de la mampostería, basado en la resistencia a compresión según el área bruta del bloque de concreto y el tipo de mortero utilizado en la construcción [5]. | 7 |
| 3. | Resistencia a compresión de la mampostería, basado en la resistencia a compresión según el área neta del bloque de concreto y el tipo de mortero utilizado en la construcción [1]. | 7 |
| 4. | Deflexión de diafragma horizontal debido a carga lateral [1]. | 11 |
| 5. | Zapata corrida [9]. | 12 |
| 6. | Zapata aislada [9]. | 12 |
| 7. | Zapata combinada [9]. | 13 |
| 8. | Mapa de placas tectónicas y fallas de Guatemala [11]. | 14 |
| 9. | Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, L_0 , y cargas vivas concentradas mínimas, para vivienda según ASCE [6]. | 18 |
| 10. | Cargas vivas para viviendas según AGIES [8]. | 19 |
| 11. | Descripción de categorías por ocupación para edificios y otras estructuras [1]. | 20 |
| 12. | Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras debido a inundaciones, viento, nieve, sismo y cargas de hielo [6]. | 21 |
| 13. | Factor de importancia según categoría de riesgo para edificios y otras estructuras debido a nieve, hielo y cargas sísmicas [6]. | 21 |
| 14. | Categoría sísmica de diseño basado en el parámetro de aceleración de respuesta para períodos cortos y de un segundo respectivamente [6]. | 22 |
| 15. | Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño [8]. | 22 |
| 16. | Descripción de categorías sísmicas de diseño [6]. | 23 |
| 17. | Clasificación de nivel de sismo y factor K_d [7]. | 23 |
| 18. | Mapa de zonificación sísmica de Guatemala [8]. | 25 |
| 19. | Mapa de zonificación sísmica de Estados Unidos [6]. | 26 |
| 20. | Cálculo de espectro de respuesta de diseño según AGIES [8] y ASCE [6] respectivamente. | 27 |
| 21. | Espectro de respuesta de diseño [6]. | 27 |
| 22. | Espectro de respuesta vertical según ASCE [6]. | 28 |
| 23. | Cargas nominales de tefra en un radio de 10km del foco eruptivo [8]. | 30 |
| 24. | Combinaciones de carga según LRFD [8]. | 31 |

| | | |
|-----|--|----|
| 25. | Combinaciones de carga según LRFD [6]. | 31 |
| 26. | Combinaciones de carga según ASD [8]. | 31 |
| 27. | Combinaciones de carga según ASD [6]. | 32 |
| 28. | Notación de cargas en normativa guatemalteca para combinaciones [8]. | 32 |
| 29. | Notación de cargas en normativa estadounidense para combinaciones [6]. | 32 |
| 30. | Coefficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes [7]. | 35 |
| 31. | Detalle sísmico prescrito para muro ordinario de mampostería reforzada [13]. | 36 |
| 32. | Detalle sísmico prescrito para muro intermedio de mampostería reforzada [13]. | 36 |
| 33. | Detalle sísmico prescrito para muro especial de mampostería reforzada [13]. | 37 |
| 34. | Tipos de muros de mampostería permitidos según categoría de diseño sísmico (SDC) [13]. | 37 |
| 35. | Derivas últimas (Δ_u) máximas tolerables [7]. | 48 |
| 36. | Derivas permisibles (Δ_a) [6]. | 48 |
| 37. | Modelo 3D realizado en el programa ETABS. | 50 |
| 38. | Capacidad a momento nominal de un muro de mampostería reforzado [1]. | 52 |
| 39. | Diagrama de interacción genérico simplificado [1]. | 53 |
| 40. | Diagrama de flujo sobre los pasos en el diseño de muros especiales de corte de mampostería reforzada [15]. | 56 |
| 41. | Modelación de la losa en el programa SAFE. | 59 |
| 42. | Modelación de la cimentación en el programa SAFE. | 60 |
| 43. | Espectro de respuesta sísmica según AGIES [8]. | 64 |
| 44. | Espectro de respuesta sísmica según ASCE [6]. | 65 |
| 45. | Capacidades nominales del muro «PY-B» del nivel 1 obtenidos mediante el programa ETABS. | 69 |
| 46. | Sección transversal de viga tipo «V1». | 74 |
| 47. | Sección longitudinal de viga tipo «V1». | 74 |
| 48. | Planta típica del edificio con ubicación de vigas y losa. | 75 |
| 49. | Detalle de unión losa-muro. | 75 |
| 50. | Planta de ubicación de cimientos corridos. | 76 |
| 51. | Detalles de cimientos tipo «C.C.-1» y «C.C.-2» | 77 |
| 52. | Elevación del muro «PY-B» según diseño del ACI 530. | 78 |
| 53. | Detalle de elementos de borde según ACI 530. | 78 |
| 54. | Sección del muro «PY-B» según diseño del ACI 530. | 79 |
| 55. | Elevación del muro «PY-B» según diseño del AGIES NSE 7.4. | 80 |
| 56. | Detalles de elementos de confinamiento vertical y horizontal según AGIES NSE 7.4. | 80 |
| 57. | Sección del muro «PY-B» según diseño del AGIES NSE 7.4. | 81 |
| 58. | Cálculo de espectro de respuesta según normativa NSE 2 en el programa Excel. | 89 |
| 59. | Cálculo de espectro de respuesta según normativa ASCE 7 en el programa Excel. | 90 |
| 60. | Hoja de cálculo de muros según normativa ACI 530 en el programa Excel. | 90 |
| 61. | Hoja de cálculo de muros según normativa NSE 7.4 en el programa Mathcad. | 91 |
| 62. | Hoja de cálculo de losa en el programa Excel. | 91 |
| 63. | Hoja de cálculo de cimientos en el programa Excel. | 92 |

| | | |
|-----|--|----|
| 64. | Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 1. | 92 |
| 65. | Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 2. | 93 |
| 66. | Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 3. | 94 |
| 67. | Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 4. | 95 |
| 68. | Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 5. | 96 |
| 69. | Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 6. | 97 |
| 70. | Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 7. | 97 |

Lista de cuadros

| | | |
|-----|--|----|
| 1. | Factor de corrección de prisma según norma ASTM C 1314 [4]. | 7 |
| 2. | Equivalencia de tipos de muros confinados de mampostería entre normativa estadounidense [6] y guatemalteca [8] respectivamente. | 10 |
| 3. | Normas requeridas en Guatemala para el diseño de una estructura de mampostería reforzada [12]. | 16 |
| 4. | Normas requeridas en Estados Unidos para el diseño de estructuras de mampostería [3]. | 17 |
| 5. | Comparación entre criterios para cálculo de espectro específico de diseño para un sitio determinado según [8] y [6] respectivamente. | 29 |
| 6. | Probabilidad anual de presencia de tefra para aplicación de cargas [8]. | 29 |
| 7. | Comparación entre factores utilizados en la determinación del espectro de respuesta sísmica según [8] y [6]. | 62 |
| 8. | Valores obtenidos en el cálculo del espectro de respuesta sísmica según AGIES [8]. | 63 |
| 9. | Valores obtenidos en el cálculo del espectro de respuesta sísmica según ASCE [6]. | 64 |
| 10. | Desplazamientos máximos laterales de la estructura. | 65 |
| 11. | Derivas máximas de la estructura. | 65 |
| 12. | Esfuerzos internos del muro «PY-B» del nivel 1 obtenidos mediante el programa ETABS. | 66 |
| 13. | Comparación entre consideraciones de materiales, dimensiones y distribución de refuerzo - Parte 1 | 66 |
| 14. | Comparación entre consideraciones de materiales, dimensiones y distribución de refuerzo - Parte 2 | 67 |
| 15. | Comparación entre consideraciones de materiales, dimensiones y distribución de refuerzo - Parte 3 | 68 |
| 16. | Relación demanda/capacidad del muro «PY-B» del nivel 1 mediante diseño con las normativas AGIES NSE 7.4 [5] y ACI 530 [3]. | 70 |
| 17. | Relación de demanda/capacidad según momento nominal del muro «PY-B» del nivel 1 según normativa ACI [3]. | 70 |
| 18. | Tabla comparativa entre normativas de AGIES [8] y ASCE/ACI [6] [3]. | 71 |

19. Tabla comparativa entre normativas de AGIES [8] y ASCE/ACI [6] [3] -Parte
2. 72

Las prácticas constructivas en Guatemala para edificaciones de mampostería, representadas en los apartados correspondientes de la normativa del FHA y en el DSE 4.1 del ingeniero Héctor Monzón, no permiten o no aplican para edificios con más de tres niveles. Es por esta razón, que el presente trabajo muestra el análisis y diseño de una estructura de cuatro niveles de muros de carga de alta ductilidad de mampostería reforzada según normativas nacionales, con el fin de determinar por qué no se recomienda este tipo de edificaciones. La ubicación del proyecto escogida es el departamento de Escuintla, debido a ser una zona de alta sismicidad.

De igual manera se realiza el análisis y diseño con las normas estadounidenses para el mismo edificio, ya que esta normativa permite estructuras de mampostería con altura aproximada a 14 niveles. Por último se comparan tanto los procedimientos, como los resultados obtenidos según cada normativa.

La edificación presenta una alta rigidez estructural, por lo que con el análisis se determina que sus elementos estructurales poseen la suficiente capacidad de soportar las cargas a las que se ven exigidos. Una vez comprobada su capacidad, se procede a realizar el diseño de la edificación.

En el proceso comparativo entre el análisis y diseño de las dos normativas, se encuentran varias diferencias. El resultado más significativo es que en la normativa guatemalteca se reducen las capacidades de los elementos estructurales, y se aumentan las cargas.

The construction practices in Guatemala for masonry buildings, represented in the corresponding sections of the FHA regulations and in the DSE 4.1 of the engineer Héctor Monzón, do not allow or do not apply for buildings with more than three levels. It is for this reason that the present work shows the analysis and design of a four-level structure of special reinforced masonry shear walls in correspondence with national regulations, in order to determine why this type of building is not recommended. The location of the chosen project is in the department of Escuintla, due to being an area of high seismicity.

Similarly, the analysis and design is carried out with the US standards for the same building, since this regulation allows masonry structures with an approximate height of 14 levels. Finally, both procedures and results obtained according to each regulation are compared.

The building has a high structural rigidity, so with the analysis it is determined that its structural elements have sufficient capacity to resist the loads to which they are required to withstand. Once its capacity has been verified, the building design is carried out.

In the comparative process between the analysis and design of the two regulations, several differences are found. The most significant result is that guatemalan regulations reduce the capabilities of the structural elements, and increase the loads.

Debido a la complejidad que supone construir en una zona altamente sísmica, se toman en cuenta más consideraciones estructurales y constructivas de lo usual, las cuales suelen limitar la capacidad de desarrollar un proyecto constructivo en ciertos aspectos. Uno de ellos es la elección del material con el que se pretende construir una estructura. Es aquí en donde la mampostería se ve muy afectada, ya que los materiales que se utilizan tienen una menor capacidad que la que ofrece el concreto. Tomando también en cuenta la baja capacidad de los materiales disponibles en Guatemala, y la poca investigación realizada en el país acerca de las propiedades mecánicas de la mampostería, se tiene poco conocimiento de sus limitaciones en la construcción.

Estos motivos sirvieron de fundamento para que la normativa del Instituto del Fomento de Hipotecas Aseguradas (FHA), existente inclusive antes de las normativas de AGIES y por ende la que se había utilizado desde hace más de 50 años, prohibiera el diseño de edificios mayores a tres niveles en mampostería. Se limitó específicamente a esta cantidad de niveles, debido a que se observó una tendencia a una insuficiente capacidad de poder soportar las demandas sísmicas y/o gravitacionales a las que se veían exigidas.

Así es que surge la necesidad de realizar el análisis de un edificio de cuatro niveles con un sistema de muros de carga de alta ductilidad de mampostería reforzada, según códigos y especificaciones, tanto internacionales (*American Concrete Institute* [ACI] y *American Society of Civil Engineers/Structural Engineering Institute* [ASCE/SEI]) como nacionales (Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica [AGIES]).

Específicamente se pretende demostrar si dicha estructura es capaz de soportar los esfuerzos inducidos por un sismo, si en dado caso no tiene la capacidad de satisfacer dicha demanda demostrar la razón de la falla estructural, y comparar y demostrar las ventajas y desventajas que representa utilizar cada normativa.

A. Objetivo general

Efectuar el análisis estructural de un sistema de muros de carga especial de mampostería reforzada de cuatro niveles, implementando las normas del ASCE/SEI 7-16 según las prácticas constructivas tradicionales en Guatemala y las normas de seguridad estructural de AGIES.

B. Objetivos específicos

- Elaborar el análisis estructural, utilizando los códigos ASCE 7-2016 y AGIES 2018, y el diseño estructural, de acuerdo al código ACI 530-2010, de un anteproyecto no ejecutado correspondiente a una estructura de mampostería reforzada de 4 niveles, ubicado en el departamento de Escuintla.
- Validar las prácticas constructivas tradicionales implementadas en Guatemala mediante una evaluación sísmica, implementando los últimos códigos y especificaciones vigentes a nivel nacional e internacional.
- Elaborar los detalles estructurales de los elementos críticos correspondientes al sistema de muros de carga especiales de mampostería reforzada de cuatro niveles, con base en el código ACI 530-2010.
- Realizar un análisis comparativo entre los resultados obtenidos del análisis y diseño conforme a los códigos ASCE 7-2016 y AGIES 2018.

A. Mampostería

Se deriva del latín y significa «poner a mano», ya que hace referencia a un sistema de construcción en donde se ensamblan verticalmente unidades de mampostería, unidas entre ellas mediante un mortero de liga, con el fin de conformarse en un solo elemento estructural «homogéneo».

Debido a las diferencias en el módulo de elasticidad y de *Poisson* entre los materiales de la mampostería, se produce una reducción en la capacidad de esfuerzo del ensamblaje total. Por este motivo se deben utilizar materiales de mayor capacidad que la deseada en conjunto ($f'm$), para compensar dicha deficiencia. [1]

Según [1] la mampostería se compone de los siguientes elementos:

- Unidades de mampostería: Material base que se utiliza para realizar el levantado. Los más comunes son: bloques de concreto, bloques de concreto con agujeros, ladrillo y ladrillo tubular. En el caso de la presente investigación se utilizará bloque de concreto con agujeros. La resistencia mínima del bloque debe de ser entre un 25 % a 40 % más que el $f'm$ de diseño.

Los bloques se clasifican según su resistencia a compresión dependiendo del área que se está tomando en cuenta. La bruta es aquella que toma en cuenta toda la dimensión del bloque, mientras que la neta no considera el área de las celdas de en medio. La capacidad según el área neta es cercana al doble de la de la área bruta, ya que el bloque pierde cerca del 50 % de su área debido al tamaño de las celdas.

A continuación se presentarán las propiedades de los bloques disponibles en Guatemala según su área neta.

Figura 1: Características de los bloques en Guatemala según clasificación [2].

| CUADRO 5-A – UNIDADES DE BLOCK DT CARACTERÍSTICAS SEGÚN SU CLASE | | | | | | |
|---|-------|-----------------------|---|------------------------------------|---------------------------|------------------------|
| BLOCK DT | COLOR | RESISTENCIA | | | PESO aproximado en libras | |
| | | Capacidad de carga | Requisito numérico de resistencia | Protección contra la humedad | espesor 14 cm | espesor 19 cm |
| | | | | | Área neta 53% a 57% | Área neta 52% a 56% |
| CLASE A | AZUL | Superior | 140 | Superior | 32 a 35 | 37 a 41 |
| CLASE B | ROJO | Alta | 100 | Alta | 27 a 31 | 33 a 36 |
| CLASE C | VERDE | Media | 66 | Media | 24 a 27 | 29 a 33 |
| CLASE "D" | NEGRO | Baja | 50 | Menor | 21 a 23 | 24 a 27 |

Como se puede observar, la tabla asigna un color a cada tipo de bloque según su categoría. Esto es debido a que en el ámbito comercial, los bloques deben de estar identificados con su respectivo color para que el comprador pueda saber sus propiedades mecánicas y físicas.

- Mortero: Es una mezcla plástica de cemento (ya sea cemento portland, de mampostería o de mortero), cal, arena y agua; usada para unir las unidades de mampostería en una masa estructural. Existen cuatro tipos diferentes, ordenados de mayor a menor según su resistencia: M, S, N y O. En zona sísmica, solo es permitido utilizar tipos M y S y cualquiera de los cementos menos el de mampostería cuando el muro no está totalmente lechareado. La resistencia *in-situ* mínima debe ser de por lo menos 3,000 *psi*.
- Grout (Lechada): Se define como una mezcla de cemento portland, arena y agua. Su principal función es unirse con el acero de refuerzo adentro de los blocks para añadir rigidez a la pared y capacidad a flexión. Debe de tener una resistencia mínima de 2,000 *psi*, o no ser menor que la resistencia de la mampostería $f'm$, y una resistencia máxima de 5,000 *psi*. La mampostería adquiere diferentes propiedades según la aplicación de *grout*, estas se clasifican como:
 - Totalmente lechareado: Son aquellos muros de mampostería que se les coloca *grout* en cada una de las celdas. Esto con el fin de alcanzar una mayor capacidad a corte y cargas verticales, aunque por otro lado resulta más caro y pesado, lo cual afecta negativamente en caso de sismo.
 - Parcialmente lechareado: Como su nombre lo indica, es aquel sistema de mampostería en el que únicamente se utiliza *grout* en algunas de las celdas de los muros, esto puede ser debido a que las solicitaciones son menores que en el caso anterior.
- Acero de refuerzo: Tiene la misma función que en una construcción de concreto reforzado, otorgarle capacidad a tensión al elemento flexionado y agregar capacidad al corte. Los diámetros permitidos como acero estructural son todas aquellas varillas que sean del #3 hasta el #9, siempre y cuando no sobrepasen un f_y de 60 *kips*. También se debe de tomar en cuenta que el área de acero presente en una celda, no debe de sobrepasar el 4% del área de dicha celda. [3]

Algunas de las propiedades físicas de la mampostería que se deben de tomar en cuenta a la hora de realizar los respectivos cálculos, los define [4] de la siguiente manera:

- Resistencia a compresión de la mampostería (f'_m): La resistencia de esfuerzo de compresión último experimental de dicho ensamble es denominado f'_{mu} , este es determinado según ensayos regidos por la norma ASTM C1314. Por otra parte el f'_m es el esfuerzo de compresión de ensamblaje de mampostería, utilizado a la hora de realizar los cálculos estructurales. El promedio de los f'_{mu} obtenidos en los distintos prismas de prueba, debe ser mayor o igual al f'_m a utilizar [1].

Se tiene que tomar en cuenta que el f'_{mu} no es directamente el resultado que se obtiene de la prueba, sino que se debe de corregir multiplicándolo por un factor que relaciona la altura del prisma con el ancho menor del mismo. Dependiendo del resultado de esta razón, cada f'_{mu} debe ser multiplicado por este factor para luego promediarlos.

Cuadro 1: Factor de corrección de prisma según norma ASTM C 1314 [4].

| | | | | | | | |
|----------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| Altura/ancho menor | 1.30 | 1.50 | 2.00 | 2.50 | 3.00 | 4.00 | 5.00 |
| Factor de corrección | 0.75 | 0.86 | 1.00 | 1.04 | 1.07 | 1.15 | 1.22 |

Tal y como se mencionó al comienzo del capítulo, el f'_m es menor que la suma de resistencias de sus componentes debido a la heterogeneidad de propiedades. Es por esta razón que para calcular u obtener el valor de esta variable, se puede recurrir a la utilización de las siguientes tablas, las cuales relacionan la capacidad del tipo de bloque utilizada, con el mortero seleccionado.

Figura 2: Resistencia a compresión de la mampostería, basado en la resistencia a compresión según el área bruta del bloque de concreto y el tipo de mortero utilizado en la construcción [5].

| f'_p (en kg/cm^2) ^(a) | f'_m (en kg/cm^2) ^(b) | | |
|--|--|-----------------|------------------|
| | Mortero tipo I | Mortero tipo II | Mortero tipo III |
| 25 | 15 | 10 | 10 |
| 50 | 35 | 25 | 20 |
| 75 | 65 | 50 | 40 |
| 125 | 90 | 80 | 70 |

Figura 3: Resistencia a compresión de la mampostería, basado en la resistencia a compresión según el área neta del bloque de concreto y el tipo de mortero utilizado en la construcción [1].

| Resistencia a compresión del bloque de concreto según su área neta (psi) | | Resistencia a compresión de la mampostería según el área neta (psi) |
|--|------------------|---|
| Mortero tipo «M» o «S» | Mortero tipo «N» | |
| 1,250 | 1,300 | 1,000 |
| 1,900 | 2,150 | 1,500 |
| 2,800 | 3,050 | 2,000 |
| 3,750 | 4,050 | 2,500 |
| 4,800 | 5,250 | 3,000 |

El [6] menciona que el f'_m mínimo para un muro de carga, basado en la capacidad a

compresión del bloque según su área neta, es de 1,500 *psi*. Esto equivale a utilizar en Guatemala un bloque «Clase A» junto con un mortero «M» o «Tipo 1».

También es muy importante agregar que el [5] pide calcular el $f'm$ con una resistencia a compresión del área neta de un block ($f'p$) reducida en un 70% cuando no se han realizados ensayos de prismas hechos en condiciones de obra.

- Módulo de elasticidad (E_m): Representa la razón entre la deformación de un material y el esfuerzo al que es expuesto antes de entrar en fluencia. En el caso de la mampostería, está definido como $E_m = 900 * f'm$ en normativas estadounidenses, sin embargo en Guatemala, debido a que existe una mayor incertidumbre en las propiedades de los materiales por la falta de tecnología e investigación, se utiliza $E_m = 750 * f'm$.
- Módulo al cortante (E_v): Análogo al módulo de elasticidad, define la resistencia de un material sometido a esfuerzos cortantes contra su respectiva deformación. Su valor es definido por $E_v = 0.4 * E_m$, por lo que según la normativa estadounidense obtendríamos $E_v = 360 * f'm$ mientras que en la guatemalteca $E_v = 300 * f'm$.

Existen dos sistemas de refuerzo fundamentales para el diseño de muros de mampostería reforzada. El primero se denomina «mampostería con refuerzo confinante». Recibe este nombre debido a la utilización de elementos estructurales verticales y horizontales de concreto reforzado, incorporado en localizaciones y posiciones prescritas en el [5] o bien, dictadas por el cálculo sismo-resistente. Su característica principal es que la capacidad a flexión del muro es determinada según la configuración de las mochetas principales, definidas en el siguiente capítulo. Este es el sistema más utilizado en Guatemala, debido a que es fomentado por el mismo [5].

El segundo se le conoce en Guatemala como «mampostería con refuerzo inter-bloque». Consiste en distribuir varillas de acero, o «pines» como se les suele decir, tanto vertical como horizontalmente, acompañándolas de *grout*. A diferencia del sistema anterior, la capacidad a flexión del muro es determinada por todo el muro en sí. Debido a esta razón y a que la distribución de esfuerzos es más uniforme, se recomienda utilizar este sistema por encima del anterior. El [3] fomenta este sistema.

Es importante mencionar que estos sistemas no son excluyentes, puede que un muro sea diseñado con refuerzo confinante pero que la demanda sea demasiado grande y se deba de recurrir al refuerzo inter-bloque también.

Debido a la alta incertidumbre de la capacidad de los materiales como conjunto, y de la heterogeneidad de la mezcla, se solía utilizar el método ASD (descrito en la sección 6 del capítulo G). Sin embargo, es un método muy conservador y por ende económicamente desfavorable, por lo que tanto en la normativa de Guatemala [5], como en la de Estados Unidos [3], se especifica que ahora se debe de utilizar el método LRFD para el diseño de estructuras de mampostería.

B. Elementos estructurales en una edificación de mampostería

Un elemento estructural, tal y como lo menciona [6], es el componente de un edificio el cual provee capacidad para soportar cargas gravitacionales y/o resistencia ante cargas laterales, formando una vía ininterrumpida para las cargas, con el fin de que estas lleguen hasta los cimientos. A continuación se definirán los elementos más comunes en una edificación de mampostería.

1. Mocheta

El ingeniero [2] define mocheta, en el *Manual de diseño sísmo-resistente simplificado mampostería de block de concreto*, como elemento estructural vertical de concreto reforzado que trabajan en conjunto con la pared, debido a que el concreto que la conforma se funde después del levantado del muro. Esta característica es la que las diferencia de las columnas, ya que estas trabajan solas al ser fundidas independientemente. Las mochetas se clasifican en:

- Principales: Su función es confinar el levantado de mampostería conjuntamente con las soleras. Debido a este fin es que se colocan en las esquinas, bordes e intersecciones de las paredes.
- Secundarias: Su principal tarea es proporcionar una mayor de capacidad de agrietamiento debido a terremotos, acortando la distancia existente entre mochetas principales. También se les conoce como intermedias.

2. Solera

Este elemento estructural tiene las mismas funciones y características que las mochetas, con la única diferencia de que su aporte es de manera horizontal. El ingeniero [2] describe sus clasificaciones de la siguiente manera:

- Principal: Al igual que la mocheta principal tiene la función de confinar el levantado de mampostería. Dependiendo de su localización pueden adquirir el nombre de solera de humedad (altura del piso) y solera de corona (entrepiso o final del muro).
- Secundaria: También conocida como intermedia, cumple con la misma función que la mocheta secundaria, otorgar una mayor capacidad de agrietamiento a la pared. al del muro).

3. Muro

Existen dos tipos de muros en un edificio, en primer lugar se encuentran los no estructurales, también conocidos como tabiques; los cuales únicamente tienen la función de separar

ambientes sin soportar ninguna carga estructural. El segundo tipo son los muros tipo estructural, definidos por [6] como aquellos clasificados como muros de carga «*bearing walls*», o bien como muros de corte «*shear walls*». Estos se definen de la siguiente manera:

- Muros de carga: Son aquellos compuestos por concreto reforzado o mampostería que soportan más de $200 \frac{lb_f}{ft}$ lineal de carga vertical, sin tomar en cuenta su peso propio.
- Muros de corte: Son aquellos, ya sean de carga o no, diseñados para resistir fuerzas laterales que actúan en el plano del mismo muro. Cabe mencionar que el diseño de dichos muros está regido por una combinación de corte, flexión y fuerzas axiales. También se les conoce como diafragma vertical.

Debido a que la utilización de muros de carga en un sistema tipo cajón es obligatorio, estos suelen trabajar simultáneamente como muros de corte, ya que se aprovecha su localización para otorgar rigidez a la estructura en el plano en el que estos se han levantado originalmente. Es por esta razón que entre la normativa nacional e internacional se utilizarán estos dos términos indistintamente, ya que al final los muros trabajarán tanto por carga como por corte.

Dependiendo del detallamiento y de la demanda sísmica, el [6] clasifica los muros confinados o reforzados, en ordinarios, intermedios y especiales; mientras que el [7] únicamente los clasifica como muros de baja ductilidad y de alta ductilidad. Este tema se detallará con mayor profundidad en el capítulo I.

Cuadro 2: Equivalencia de tipos de muros confinados de mampostería entre normativa estadounidense [6] y guatemalteca [8] respectivamente.

| ASCE | AGIES |
|-------------|-----------------|
| Ordinarios | Baja ductilidad |
| Intermedios | ————— |
| Especiales | Alta ductilidad |

4. Viga

El [6] menciona que es un componente horizontal el cual tiene la función de distribuir las cargas distribuidas sobre ellas hacia los apoyos a la que esta se encuentra unida. En mampostería se suele utilizar en luces muy largas o en espacios grandes en donde, por cuestiones arquitectónicas, no se puede implementar un muro. También se puede utilizar con el fin de distribuir de una manera más homogéneas las cargas en zonas en donde la configuración de muros es poco simétrica.

5. Diafragma horizontal

Se define como un elemento estructural que puede soportar los esfuerzos cortantes en dirección paralela al plano y que está conectado a elementos verticales que conducen dichas cargas a la cimentación. Usualmente se diseñan como vigas, en donde la losa toma el papel

del alma y las vigas o muros el de los patines. Este patín, se diseña con un peralte equivalente a seis veces el espesor del muro.

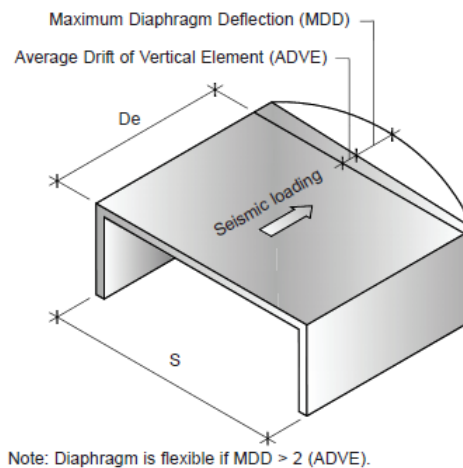
Tal y como describe [1] , las cargas laterales causan que la losa se defleccione como viga entre los muros y los colectores, provocando esfuerzos de corte en la interfase de la misma, esfuerzos de compresión y tensión en los colectores y esfuerzos cortantes y de volteo en los muros. Estas mismas deflexiones en el diafragma causan deflexiones fuera de plano en los muros, por lo que es importante tomar en cuenta que la deformación máxima permitida es igual a 0.007 veces la altura del mismo.

A pesar de ser diseñados como vigas, existen ciertas diferencias importantes en el comportamiento del diafragma. Algunas de estas son: están gobernados por esfuerzos cortantes y no de flexión, la importancia a la hora del diseño de las deflexiones absolutas y relativas debido a cargas laterales y su principal función es transmitir las fuerzas laterales a elementos verticales.

Existen algunos conceptos que se deben de explicar para entender el funcionamiento de los diafragmas. El [1] los define de la siguiente manera:

- Diafragma flexible: Su deflexión o deriva es mayor o igual a 2. Debido a su falta de rigidez, distribuyen los esfuerzos a los muros en proporción de su área tributaria, además de que son incapaces de transmitir fuerzas torsionales. En ocasiones, para resistir esfuerzos cortantes y para resolver deflexiones, se utilizan colectores para subdividir plantas irregulares en series de diafragmas regulares.
- Diafragma rígido: A diferencia del flexible, su deriva máxima es menor a 2. Debido a su capacidad de poder transmitir uniformemente las cargas a los distintos elementos verticales, distribuye los esfuerzos dependiendo de la rigidez de los muros. Transmiten también torsión.

Figura 4: Deflexión de diafragma horizontal debido a carga lateral [1].



- Colectores (*drag struts, collectors*): Es un elemento horizontal del diafragma, paralelo y alineado con las cargas laterales, con el fin de transmitir las fuerzas cortantes a los elementos verticales.

6. Zapata

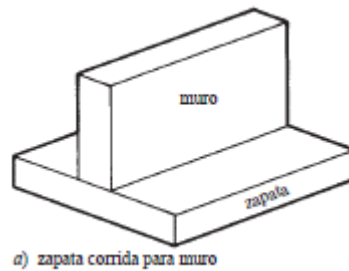
Según lo define [9] en su libro de diseño de concreto reforzado, las zapatas son miembros estructurales que tienen como fin, tanto soportar columnas y muros, como transmitir sus cargas al suelo subyacente. Para su construcción es muy común utilizar concreto reforzado, independientemente del material de la estructura que soporte, por ejemplo concreto, acero o mampostería.

Debido a que la presión permisible del suelo suele ser únicamente de unas cuantas toneladas por metro cuadrado, y a que las fuerzas de compresión que deben de distribuir las zapatas son de varias toneladas, es necesario repartir las cargas sobre la suficiente área de suelo para que este soporte las cargas. Otro factor a tomar en cuenta en el diseño de estas es evitar asentamientos excesivos o dispares y rotaciones, además de proporcionar la suficiente resistencia al deslizamiento y volteo.

Dependiendo del área necesaria de suelo para distribuir los esfuerzos, o del elemento que soporte dicha zapata, existen distintos tipos de la misma definidos a continuación:

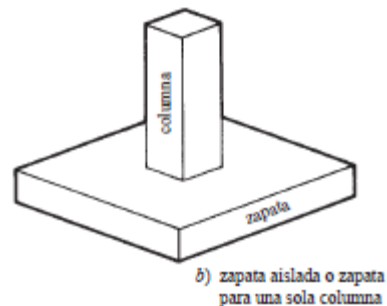
- Zapata corrida: Es una ampliación de la parte inferior de un muro con el fin de distribuir adecuadamente la carga sobre el suelo. Suelen utilizarse en el perímetro del edificio así como en algunos muros interiores.

Figura 5: Zapata corrida [9].



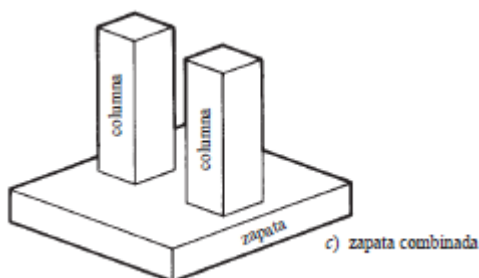
- Zapata aislada: Se usan para soportar la carga de una columna. Estas son el tipo de zapatas más utilizada, sobre todo para columnas espaciadas y de cargas ligeras.

Figura 6: Zapata aislada [9].



- Zapata combinada: Suelen utilizarse cuando el espacio requerido para una columna se traslapa con otra, por lo que se necesita utilizar una zapata que una a las dos para así cumplir con el área necesaria para distribuir los esfuerzos. Otra aplicación común es el diseño de manera que no sobrepase los linderos de la propiedad.

Figura 7: Zapata combinada [9].



C. Sismo

El Servicio Geológico Mexicano define sismo en su página oficial, [10] como un movimiento de la corteza terrestre, causado por una liberación repentina de energía acumulada en la misma, en forma de ondas sísmicas. Estas liberaciones de energía pueden ser por causas naturales, como por artificiales, sin embargo, las que conciernen a la presente investigación son las primeras. Las causas naturales de sismos son las siguientes:

- Tectónica: Este se origina por el desplazamiento de las placas tectónicas que conforman la corteza. Es la causa que genera más sismos y de mayor magnitud e intensidad. Guatemala es especialmente vulnerable debido a que se localiza en la intersección de tres placas tectónicas las cuales más adelante se describirán.
- Volcánica: Es poco frecuente ya que se presentan cuando una erupción es violenta, además que solamente afecta a las zonas más cercanas al evento. Aún así también presentan un riesgo en nuestro país debido a la alta cantidad de volcanes presentes en todo el territorio nacional.
- Hundimiento: Este ocurre cuando en el interior de la corteza se ha producido una erosión significativa a causa de aguas subterráneas, formando un vacío que hace sucumbir a la parte superior.

Entrando un poco más en el tema ingenieril y no tanto geotécnico, el sismo es uno de los factores primordiales a la hora de tomar decisiones en el diseño estructural. Es por esta razón que a continuación se presentará una introducción acerca de los tres pasos para realizar un diseño sísmico según [1]:

- Definir el «sismo de diseño». Dependiendo de la localización de la estructura y de las propiedades del suelo, se definen las aceleraciones laterales y verticales que este induce. Este paso se profundiza en la sección 3 del capítulo G.

- Determinar las fuerzas y los desplazamientos inducidos a la estructura debido a su respuesta hacia el sismo de diseño, considerando su comportamiento tanto elástico como inelástico.

En este paso es en donde se debe calibrar el sismo dinámico para que el cortante basal obtenido sea igual que el del sismo estático, del mismo modo se deberán chequear que las derivas cumplan y se obtienen las fuerzas internas de los elementos para comenzar a diseñarlos. Se ampliará un poco más del tema en el capítulo K.

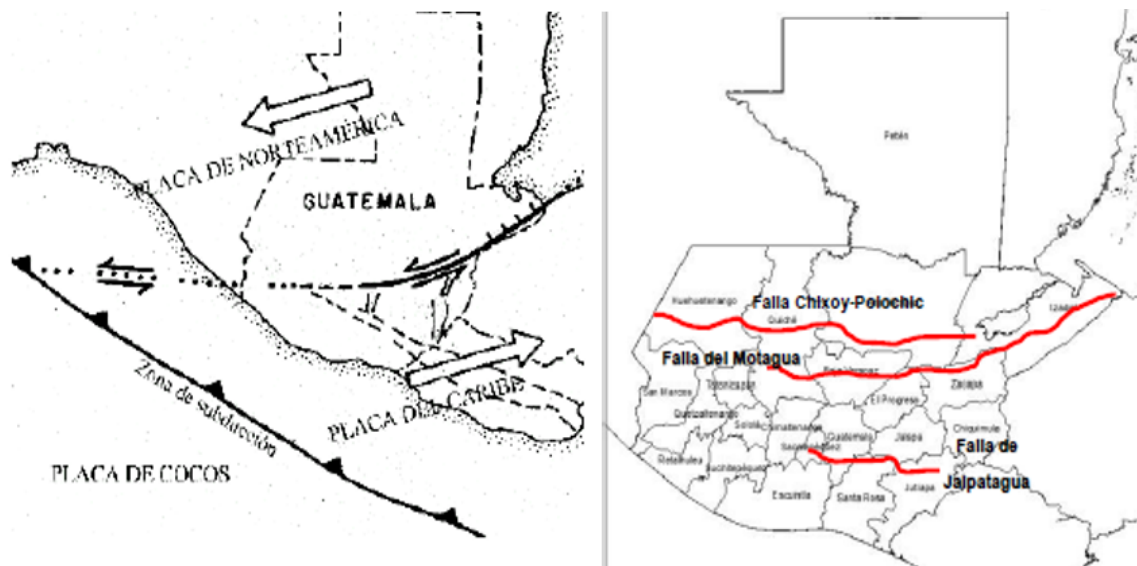
- Evaluar la respuesta de la estructura. Por último se deberá de realizar el diseño de todos los miembros para que estos cumplan con las demandas tanto sísmicas como gravitacionales. Todos los elementos deben de cumplir con los esfuerzos a los que se ven sometidos y la estructura debe de cumplir con las derivas máximas permisibles especificadas por el [6].

D. Marco tectónico de Guatemala

El Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Metrología e Hidrología, INSIVUMEH por sus siglas [11], reconoce la influencia directa de tres placas tectónicas sobre el territorio nacional, siendo estas la placa de Norteamérica, del Caribe y de Cocos.

Los movimientos relativos que se presentan entre dichas placas determinan los principales rasgos topográficos y la distribución de terremotos y volcanes en el país. La placa de Cocos converge, a 50km de la costa del Océano Pacífico, con la del Caribe; dicho fenómeno de subducción origina fallas secundarias tal y como lo es la de Jalpatagua. Por otro parte, las placas de Norteamérica y del Caribe producen una falla transcurrente, dándole origen a subfallas como lo son la Chixoy-Polochic y la del Motagua, esta última causante del terremoto de 1976. [11]

Figura 8: Mapa de placas tectónicas y fallas de Guatemala [11].



E. Registros sísmicos de Guatemala en el siglo XX

Debido a que es imposible predecir hoy en día los datos puntuales de un terremoto (localización, magnitud, hora), se suele estudiar, tanto la frecuencia con la que un terremoto ocurre en una zona específica, así como su magnitud. Estos estudios tienen el fin de modelar un patrón estadístico, que permita encontrar una tendencia y llegar a saber «qué esperar y cada cuánto». Es por este motivo que toma suma importancia el registro realizado por [11] de eventos telúricos que a continuación se detallará:

- 1902: El 18 de abril ocurrió un sismo, ubicado principalmente en los departamentos de Quetzaltenango y Sololá, de magnitud 7.5 con una profundidad de 60km.
- 1913: El 8 de marzo azotó el municipio de Cuilapa, Santa Rosa, con una magnitud de 6.4 y una profundidad de apenas 6km.
- 1917 y 1918: En realidad no fueron dos sismos, sino una serie de sismos que comenzaron el 27 de noviembre de 1917 y concluyeron el 24 de enero del siguiente año. Debido a que la mayoría de estos sismos ocurrieron en los alrededores de la capital, se calcula que a unos 50km a la redonda, se perdieron registros de dichos sucesos.
- 1942: Fue el terremoto más fuerte registrado en el país con una magnitud de 8.3. Tuvo acontecimiento el 6 de agosto y afectó principalmente los departamentos de Guatemala, Sacatepéquez, Chimaltenango, San Marcos, Totonicapán, El Quiché, Sololá, Escuintla y Huehuetenango. Tuvo una profundidad de 60km.
- 1959: El evento sucedió el 20 de febrero con epicentro en la región del Ixcán, Quiché. No se tiene registro de la magnitud.
- 1976: Fue el terremoto más destructivo de los últimos años, acontecido el 4 de febrero con una magnitud de 7.5 y una profundidad de 5km. El evento tuvo lugar en la falla del Motagua.
- 1985: Ocurrido en Uspatán, Quiché; con una magnitud de 5 y un hipocentro de 5km.
- 1991: Con una magnitud de 5.3, el terremoto se llevó a cabo en el departamento de Chimaltenango el 18 de septiembre. 2
- 2010: El 7 de noviembre hubo un terremoto de magnitud de 7.4, a 35km al sur del puerto de Champerico.
- 2014: Un sismo de 6.4 ocurrió el 7 de julio de dicho año, afectando a doce departamentos en todo el país.
- 2017: El 7 de septiembre ocurrió el evento, con una magnitud de 7.7 afectó a todo el Occidente del país, sumando un total de 14 departamentos afectados.

F. Normativa para diseño de mampostería

1. Nacional

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), se define en su página, como una entidad privada que promueve la investigación y divulgación de conocimientos en el campo de estructuras, sismología y áreas afines. En otras palabras, es el ente que rige las normas con las que se debe edificar en Guatemala tomando en cuenta las características constructivas del país, tales como: materiales existentes, características geológicas, sísmicas etc.

Cuadro 3: Normas requeridas en Guatemala para el diseño de una estructura de mampostería reforzada [12].

| NORMA | NUMERAL | APLICACIÓN |
|----------|---------------------|---|
| ASTM | C-595-03 | Cemento |
| ASTM | C-270-3b | Mortero |
| COGUANOR | NGO-41-056, h1 y h2 | Block |
| COGUANOR | NGO-36-011 | Acero |
| ASTM | E-447 | Compresión |
| ASTM | E-519 | Corte |
| ASTM | C-150 | Cemento Portland |
| ASTM | C-595-03 | Cemento hidráulico |
| ASTM | C-91 | Cementos de albañilería |
| COGUANOR | NGO-041-054 | Bloques huecos de hormigón para paredes o muros. |
| COGUANOR | NGO 41-056 H2 | Bloques huecos de hormigón, resistencia a compresión. |
| COGUANOR | NGO 36-011 | Barras de acero para hormigón. |
| AGIES | NSE 7.4 | Diseño de mampostería reforzada. |

Además de utilizar esta serie de normativas, se debe de tomar en cuenta que estas únicamente se enfocan en el diseño de mampostería reforzada, sin embargo se requieren de otras normas que rigen el diseño de cualquier tipo de estructura sin importar su material. Las mencionadas en esta investigación son tanto la [8] como la [7].

2. Internacional

Debido a la gran influencia que tiene Estados Unidos en nuestro país por razones geográficas, se utilizarán sus normativos como «normativos internacionales» en el análisis y diseño. La mayor institución en desarrollar normas, estándares y recomendaciones técnicas para el diseño, construcción, mantenimiento y reparación de estructuras de concreto reforzado y mampostería es el *American Concrete Institute* (ACI-530).

Otra institución que tiene la misma función que el ACI, pero en el ámbito estructural, es el colegio de ingenieros de Estados Unidos, denominado *American Society of Civil Engineers* (ASCE-7) conjuntamente con el instituto de ingeniería estructural, *Structural Engineering Institute* (SEI). Estas instituciones, junto con *The Masonry Society* (TMS), integran la normativa nacional estadounidense para la construcción de edificaciones en mampostería,

el *Masonry Standards Joint Committee* (MSJC) [3]. Algunas referencias utilizadas en la presente investigación, sobre todo [6], se basan en dicha normativa.

Por último, el ente que desarrolla y publica normas técnicas de calidad para distintos materiales, productos, sistemas y servicios se denomina *American Society for Testing and Materials* (ASTM, 2019).

Cuadro 4: Normas requeridas en Estados Unidos para el diseño de estructuras de mampostería [3].

| NORMA | NUMERAL | APLICACIÓN |
|-------|-----------------|---|
| TMS | 602 | Especificaciones para estructuras de mampostería. |
| ACI | 530 | |
| ASCE | 6 | |
| ASCE | 7 | Cargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras. |
| ASTM | C476-09 | Especificaciones para grout para mampostería. |
| ASTM | C1006-07 | Norma de método de prueba para fuerza a tensión de una unidad de mampostería. |
| ASTM | C1611/C1611M-09 | Método de revenimiento de concreto auto-consolidado. |
| ASTM | E111-04 | Norma para módulo de Young |
| ASTM | E488-96 | Norma para fuerza de anclajes en concreto y elementos de mampostería. |
| AWS | D 1.4-05 | Acero de refuerzo |

G. Demandas estructurales

Son todas las distintas solicitaciones que deben de formar parte a la hora del diseño estructural. Estos incluyen cargas por gravedad, empujes laterales de distintas naturalezas, efectos de sismo, efectos de actividad volcánica, efectos de viento, efectos meteorológicos y ambientales según apliquen a la ubicación geográfica de la estructura en la mayoría de los casos. Debido a que en ambas normativas se toman los mismos criterios para clasificar los tipos de cargas, se definieran indistintamente excepto en los puntos en donde se aclare lo contrario. [6]

1. Cargas muertas

Tal y como lo define [6], consiste en el peso de todos los materiales de construcción incorporados en el edificio, incluyendo a muros, losas, techos, escaleras, muros tabique y cualquier otro elemento arquitectónico o estructural que no suela tener movilidad adentro de la estructura.

2. Cargas vivas

Tomando como referencia al [6], estas se definen como aquellas cargas producidas por el uso y ocupación del edificio u otras que no incluyan cargas constructivas tal y como lo son las de viento, lluvia, sismos entre otros.

Las cargas vivas no pueden calcularse con la misma facilidad que las muertas, por lo que ya existen valores preestablecidos para diseño según la ocupación del edificio. Algunas de las cargas especificadas que se toman en cuenta en [8] son las siguientes:

- Cargas uniformemente distribuidas: Los entresijos se diseñan tomando en cuenta los datos de la tabla con los valores preestablecidos anteriormente mencionados.
- Cargas concentradas: Los entresijos deben de resistir las cargas concentradas en su punto más desfavorable sobre un área de 0.75m por 0.75m.
- Escaleras: Se diseñan tomando en cuenta cargas de 150kg en la zona más desfavorable.
- Cargas vivas para cubiertas pesadas: Son aquellos en donde la cubierta tienen un peso propio arriba de los 100 kg/m².
- Cargas vivas para cubiertas livianas: Son aquellos en donde la cubierta tienen un peso propio menor a los 100 kg/m².

Las cargas vivas se pueden reducir en función del área tributaria en la que está presente de la siguiente manera:

- AGIES: Solo se pueden reducir aquellas que estén permitidas en la Tabla 3.7.1-1 de [8] con el siguiente factor, el cual debe multiplicar la carga viva original:

$$K_v = [1 - 0.008(A_T - 15)] \quad (1)$$

$$K_v \geq 0.77 - 0.23 \frac{M}{V} \quad (2)$$

- ASCE: Solamente no se pueden reducir, con la siguiente ecuación, las cargas de techo distribuidas uniformemente. De lo contrario el [6] permite aplicar la reducción para cargas cuyo valor sea igual o mayor a el factor de carga viva (K_{LL}) por al área tributaria (A_T) a 400 ft^2 .

$$L = L_0 \left(0.25 + \frac{15}{\sqrt{K_{LL} A_T}} \right) \quad (3)$$

Figura 9: Cargas vivas mínimas uniformemente distribuidas, L_0 , y cargas vivas concentradas mínimas, para vivienda según ASCE [6].

| Ocupación o uso | L_0 psf (kN/m ²) | ¿Reducción de carga viva permitida? | ¿Reducción de carga viva para múltiples niveles permitida? | Carga concentrada lb (kN) |
|--|--------------------------------|-------------------------------------|--|---------------------------|
| Residencial | | | | |
| <i>Residencia para una o dos familias</i> | | | | |
| Áticos inhabitables sin almacenamiento | 10 (0.48) | Sí | Sí | |
| Áticos inhabitables con almacenamiento | 20 (0.96) | Sí | Sí | |
| Áticos habitables y áreas para dormir | 30 (1.44) | Sí | Sí | |
| Otras áreas excepto escaleras | 40 (1.92) | Sí | Sí | |
| <i>Todas las ocupaciones residenciales</i> | | | | |
| Habitaciones privadas y sus corredores | 40 (1.92) | Sí | Sí | |
| Habitaciones públicas | 100 (4.79) | No | No | |
| Corredores para habitaciones públicas | 100 (4.79) | Sí | Sí | |

Figura 10: Cargas vivas para viviendas según AGIES [8].

| Tipo de ocupación o uso | Wv (kg/m ²) | Pv (kg) |
|-------------------------|-------------------------|---------|
| Vivienda | | |
| Balcones | 300 [R] | |
| Habitaciones y pasillos | 200 [R] | |
| Escaleras | 300 | |

3. Carga sísmica

Tal y como lo menciona el [6], toda estructura, tomando en cuenta también sus elementos no estructurales, debe de ser diseñada y construida para resistir los efectos sísmicos de la forma en que está prescrito en cada una de las normativas.

La respuesta sísmica de una estructura depende de su tipo de configuración estructural, de las características del sismo al que se ve expuesta y de las características del suelo y basamento rocoso en la que se encuentra ubicada. Estos parámetros son los que definen el sismo de diseño que se va a utilizar a la hora de asignar cargas sísmicas. Su cálculo será descrito en los siguientes puntos con base en el capítulo 11 de [6] y el [8].

Clasificación de obra

Desde siempre se han clasificado las estructuras según su «Categoría de ocupación», en otras palabras para qué son utilizadas y cuánta gente alberga. Este es el caso de [8], el cual clasifica sus obras como «Utilitaria», «Ordinaria», «Importante» y «Esencial», en el mismo orden, y con los mismos criterios con los que el [1] los clasifica como nivel I,II,III y IV.

Sin embargo, a partir del 2010 el [6] hace un cambio, y en vez de clasificar una estructura según su «Categoría de ocupación», lo hace según su «Categoría de riesgo».

Este cambio es debido a que cuando se utilizaba el término «ocupación», únicamente relacionaba problemas asociados con incendios o protección de la seguridad de la vida de los ocupantes, y no de los riesgos asociados con fallas estructurales. Es por esta razón que este nuevo término generaliza ambos criterios y relaciona el criterio de cargas máximas ambientales (inundaciones, viento, nieve, sismo y hielo), o distorsiones estructurales debido a cargas excedidas, con sus ocupantes. Es importante resaltar que este concepto únicamente es utilizado en el [6], en el [8] se sigue categorizando únicamente por ocupación tal y como es descrito en la Figura 11.

Figura 11: Descripción de categorías por ocupación para edificios y otras estructuras [1].

| CATEGORÍA DE OCUPACIÓN | NATURALEZA DE LA OCUPACIÓN |
|------------------------|--|
| I | <p>Edificios y otras estructuras que representan una baja amenaza a la vida humana en el caso de un evento de falla, incluyendo pero no limitándose a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras de agricultura. • Estructuras temporales. • Estructuras de almacenamiento pequeñas. |
| II | <p>Edificios y otras estructuras excepto aquellas enlistadas en una categoría de ocupación I, III y IV.</p> |
| III | <p>Edificios y otras estructuras que representan una amenaza substancial a la vida humana en el caso de un evento de falla, incluyendo pero no limitándose a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Estructuras cubiertas cuya ocupación principal sea la aglomeración de gente con una carga de ocupación mayor a 300. • Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias o guarderías, con una carga de ocupación mayor a 250. • Edificios y otras estructuras con carga de ocupación mayor a 500 para universidades o edificios educacionales para adultos. • Edificios de salud con una carga de ocupación de 50 o más pacientes residentes, pero sin tener instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencias. • Cárceles o edificios de detención. • Cualquier edificio con carga de ocupación mayor a los 5,000. • Estaciones de energía, tratamientos de agua para agua potable, tratamiento de aguas residuales y otras edificaciones públicas no incluidas en la categoría de ocupación IV. • Edificios y otras estructuras no incluidas en la categoría de ocupación IV, que contenga suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas que sean peligrosos al público sin es liberado. |
| IV | <p>Edificios y otras estructuras designadas como estructuras esenciales, incluyendo pero no limitándose a:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Hospitales y otros centros de salud que tengan instalaciones para cirugías o tratamientos de emergencia. • Estaciones de bomberos, policiales, de rescate y estacionamientos vehiculares de emergencia. • Refugios para terremotos, huracanes u otras emergencias. • Centros de preparación para emergencias, comunicación, operación y otros centros requeridos para respuesta ante emergencias. • Estaciones de generación de energía y otras instalaciones requeridas como apoyo de emergencia para estructuras de categoría de ocupación IV. • Estructuras que contienen materiales altamente tóxicos según lo define el IBC sección 307, en donde la cantidad del material excede la cantidad máxima permitida por el IBC Tabla 307.1 (2). • Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia para aviones. • Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional. • Instalaciones de tratamientos de agua requeridas para mantener la presión del agua para extinción de fuego. |

Figura 12: Categoría de riesgo para edificios y otras estructuras debido a inundaciones, viento, nieve, sismo y cargas de hielo [6].

| Ocupación o uso de edificios y estructuras | Categoría de riesgo |
|---|---------------------|
| Edificios y otras estructuras que representan bajo riesgo a la vida humana en un evento de falla. | I |
| Todos los edificios y otras estructuras excepto las enlistadas con categoría de riesgo I, III y IV. | II |
| Edificios y otras estructuras cuyo fallo puede causar un riesgo substancial a la vida humana | III |
| Edificios y otras estructuras, no incluidas en la categoría de riesgo IV (incluyendo pero no limitándose a instalaciones de manufactura, procesos, manejo, almacenamiento o uso de substancias como combustible, químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contienen substancias tóxicas o explosivas, en donde la cantidad del material excede el límite establecido por el Authority Having Justification y puede representar un riesgo si es liberado al público. | III |
| Edificios y otras estructuras designadas como instalaciones esenciales. | IV |
| Edificios y otras estructuras cuyo fallo puede causar un riesgo substancial a una comunidad. Edificios y otras estructuras (incluyendo pero no limitándose a instalaciones de manufactura, procesos, manejo, almacenamiento o uso de substancias como combustible, químicos peligrosos, desechos peligrosos o explosivos) que contienen substancias tóxicas o explosivas, en donde la cantidad del material excede el límite establecido por el Authority Having Justification y puede representar un riesgo si es liberado al público. | IV |
| Edificios y otras estructuras requeridas para mantener la funcionalidad de otras estructuras de categoría de riesgo IV. | IV |

Tomando en cuenta este nuevo criterio, se deberán de calcular las cargas mínimas de diseño para estructuras en el [6] incorporando los factores de importancia aplicables según la siguiente figura.

Figura 13: Factor de importancia según categoría de riesgo para edificios y otras estructuras debido a nieve, hielo y cargas sísmicas [6].

| Categoría de riesgo de la Tabla 1.5-1 | Factor de importancia por nieve, I_s | Factor de importancia por hielo, I_l | Factor de importancia por viento, I_w | Factor de importancia sísmico, I_e |
|---------------------------------------|--|--|---|--------------------------------------|
| I | 0.80 | 0.80 | 1.00 | 1.00 |
| II | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.00 |
| III | 1.10 | 1.15 | 1.00 | 1.25 |
| IV | 1.20 | 1.25 | 1.00 | 1.50 |

Nivel de protección sísmica (NPS)

Se define en [6] como la clasificación que se le asigna a una estructura, con base en su categoría de riesgo o clase de obra como es conocido en Guatemala, y de la severidad del sismo de diseño definido. En el código estadounidense se le menciona como « Categoría sísmica de diseño», o por sus siglas en inglés *SDC*.

Figura 14: Categoría sísmica de diseño basado en el parámetro de aceleración de respuesta para períodos cortos y de un segundo respectivamente [6].

| Categoría de riesgo | | |
|----------------------------|-------------|----|
| S_{DS} | I o I c III | IV |
| $S_{DS} < 0.167$ | A | A |
| $0.167 \leq S_{DS} < 0.33$ | B | C |
| $0.33 \leq S_{DS} < 0.50$ | C | D |
| $0.50 \leq S_{DS}$ | D | D |

| Categoría de riesgo | | |
|-----------------------------|-------------|----|
| S_{D1} | I o I c III | IV |
| $S_{D1} < 0.067$ | A | A |
| $0.067 \leq S_{D1} < 0.133$ | B | C |
| $0.133 \leq S_{D1} < 0.20$ | C | D |
| $0.20 \leq S_{D1}$ | D | D |

| Categoría de riesgo | | |
|---------------------|-------------|----|
| S_i | I o I c III | IV |
| $0.75 \geq S_i$ | E | F |

Cabe resaltar que AGIES clasifica el territorio de Guatemala en macro-zonas de amenazas sísmicas según su índice de sismicidad (I_o). En otras palabras, trata de agrupar las zonas que poseen parámetros de aceleración de respuesta cercanos entre ellos. Por su parte, el ASCE únicamente compara el valor de los parámetros de aceleración de respuesta.

Figura 15: Nivel de protección sísmica y probabilidad del sismo de diseño [8].

| Índice de Sismicidad ^(a) | 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 ^(a) | 5% en 50 años ^(a) | 5% en 50 años ^(a) | 10% en 50 años | Sismo mínimo ^(a) |

Figura 16: Descripción de categorías sísmicas de diseño [6].

| Categoría de diseño sísmico (SDC) | Descripción |
|-----------------------------------|--|
| A | Estructuras en regiones donde los movimientos de suelo anticipados son menores, incluso para periodos largos de retorno. |
| B | Estructuras categoría I, II y III, en regiones de sismicidad en donde el movimiento de suelo anticipado es únicamente moderado. |
| C | Estructuras categoría IV, en regiones de sismicidad en donde el movimiento de suelo anticipado es únicamente moderado, y estructuras de categoría I, II y III, en regiones con un potencial de movimiento de suelo severo. |
| D | Toda estructura presente en una región con movimiento de suelo destructivo pero no cercano a una falla mayor activa. |
| E | Estructuras de categoría I, II y III en regiones localizadas muy cerca de una falla activa mayor. |
| F | Estructuras de categoría IV en regiones localizadas muy cerca de una falla activa mayor. |

Clase de sitio

Dependiendo de las propiedades del suelo, estos se clasifican desde el mejor al peor de la siguiente manera: A, B, C, D, E o F. Si no se conoce el tipo de suelo se puede utilizar el tipo D, a no ser que de alguna manera se determine que estén presentes suelos tipo F o E. En el caso de los Estados Unidos, se debe de categorizar el suelo según el capítulo 20 del [6], mientras que Guatemala, por su parte, lo realiza en la NSE-2.1.

Vale la pena mencionar que en [7] se comenta que Guatemala no considera una diferencia entre las características de los suelos tipo A y B, por lo que se utilizan indistintamente los parámetros correspondientes al suelo tipo B.

Nivel de sismo

Debido a una gran cantidad de factores de seguridad, una estructura puede soportar hasta un 50% más de cargas de las tomadas en cuenta en el diseño. Por esta razón se tomó la decisión de reducir el sismo de diseño en un porcentaje.

En el [7] la elección del porcentaje depende de la magnitud del sismo de diseño y de la probabilidad de superar dicha magnitud en una cierta cantidad de años. Por su parte, el [6] únicamente utiliza un coeficiente constante de $\frac{2}{3}$.

Figura 17: Clasificación de nivel de sismo y factor K_d [7].

| 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% probabilidad de ser excedido en 50 años | 1.00 |
| Sismo mínimo — condición de excepción | 0.55 |

Espectro genérico de diseño

El espectro genérico de respuesta es la reacción de una estructura ante una aceleración en el suelo, inducida por un sismo de diseño. Se representa gráficamente como la aceleración, en términos de la gravedad, contra el periodo de vibración de la estructura.

Para calcularlo, se deben de tomar en cuenta diversos factores que repercuten en la manera en la que un sismo afecta a una estructura. Muchos de estos son representados mediante coeficientes de valores preestablecidos definidos a continuación:

1. Parámetros de aceleración de respuesta espectral calibrados: Antes de definir dicho parámetro, es importante mencionar que el «*Risk-Targeted Maximum Considered Earthquake*» (MCE_R) por sus siglas en inglés, se define como el terremoto hipotético más grande que se pueda esperar en cierta región influenciada por una falla u otra fuente sísmica.

Tomando esto en cuenta, el [6] se basa en un mapa del «*U.S. Geological Survey*» (UGSG) el cual ubica geográficamente los MCE_R , como espectros de aceleración de respuesta en la dirección de la máxima respuesta horizontal, con un 5% de amortiguamiento y un 2% de probabilidad de exceder un sismo extremo en 50 años.

Una vez definida la ubicación de estos espectros de aceleración, se clasificaron en dos tipos, los de periodo corto, menores a 0.2 segundos (denominados como S_s en [6] y S_{cr} en [8]) y los de periodo de un segundo (S_1 en [6] y S_{c1} en [8]). Estos factores toman en cuenta únicamente la aceleración inducida por el sismo sobre el basamento rocoso, por lo que se deben de ajustar según las propiedades del suelo encima de este, mediante los coeficientes de sitio. Se utilizará F_a para calibrar los espectros de periodo corto y F_v los de periodo de un segundo.

Es importante mencionar que el [6] limita a utilizar un F_a mínimo de 1.2. Esta condición solamente aplica si se selecciona una clase de sitio tipo «D», por falta de estudios de suelo del lugar, de lo contrario se utilizará su valor correspondiente definido en la tabla 11.4-1 de la misma normativa.

Al multiplicar los parámetros de aceleración de respuesta espectral, con su respectivo coeficiente de sitio, obtenemos el parámetro de aceleración de respuesta espectral ya calibrado. A continuación se presenta el cálculo de los parámetros de aceleración de respuesta espectral para periodos cortos y de un segundo según el [6].

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (4)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \quad (5)$$

Por su parte, el [8] además de calibrar el parámetro de aceleración de respuesta espectral mediante los coeficientes de sitio (F_a y F_v), también toma en consideración un factor más (N_a o N_v). Este factor depende de la proximidad horizontal a una fuente

sísmica, así como de la posible magnitud de la misma. Su cálculo es determinado en la sección 4.6 de la misma normativa.

Vale la pena mencionar que no es que [6] no tome en cuenta la proximidad a una fuente sísmica, únicamente lo hace en otros cálculos posteriores.

Es así como el ajuste del parámetro de aceleración de respuesta espectral según su proximidad horizontal a una fuente sísmica y su clase de sitio, se define según [8] como:

$$S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (6)$$

$$S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (7)$$

Finalmente, los parámetros de aceleración de respuesta espectral calibrados, según [6] y [8] respectivamente, se definen como:

$$S_{MS} = F_a S_s \mid S_{cs} = S_{cr} * F_a * N_a \quad (8)$$

$$S_{M1} = F_v S_1 \mid S_{1s} = S_{1r} * F_v * N_v \quad (9)$$

Figura 18: Mapa de zonificación sísmica de Guatemala [8].

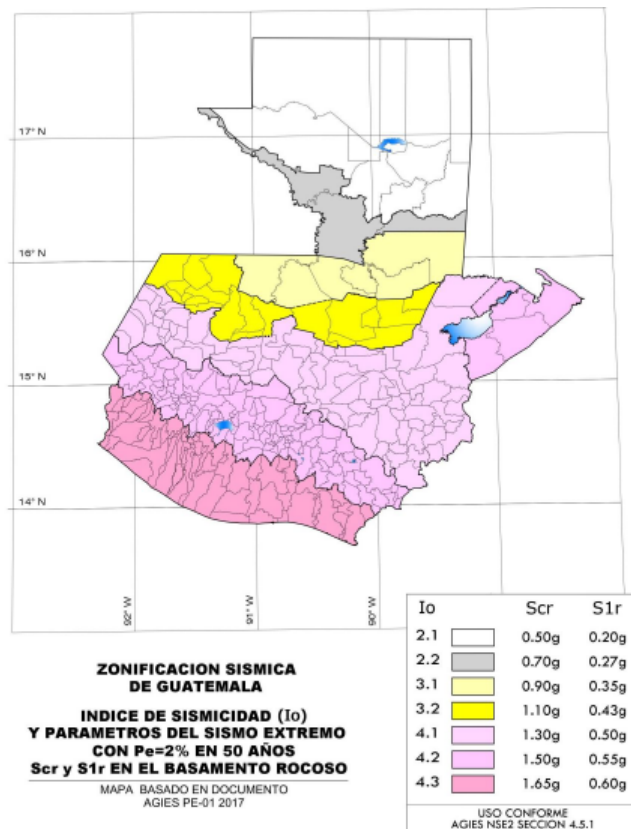
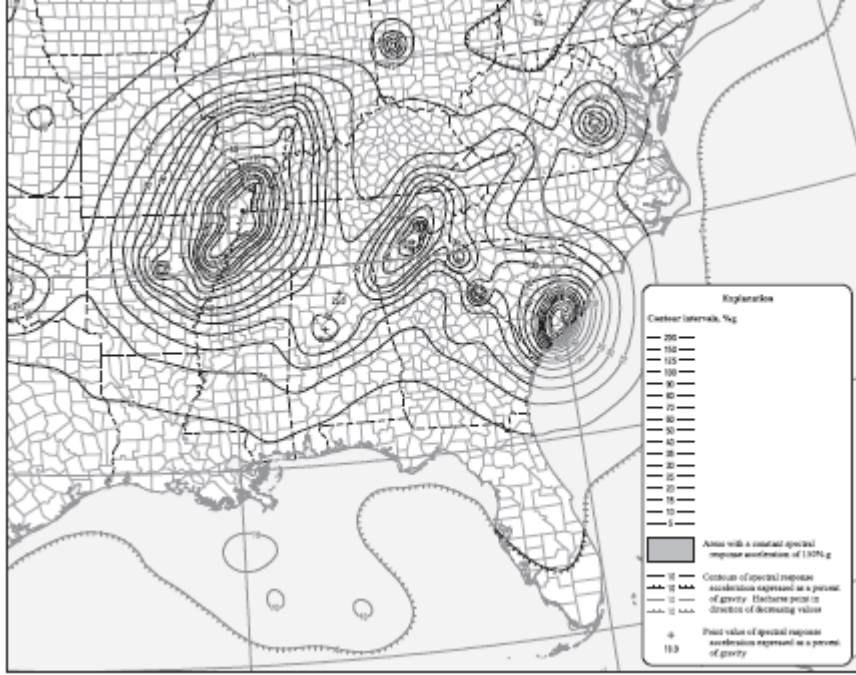


Figura 19: Mapa de zonificación sísmica de Estados Unidos [6].



2. Parámetros aceleración de respuesta espectral de diseño: Una vez obtenidos los parámetros anteriores, se hace un ajuste un poco diferente en cada normativa. En [6] se multiplica por el coeficiente mencionado en la sección 3 del presente capítulo.

Seguidamente, el cálculo de los parámetros de aceleración de respuesta espectral para diseño, según [6] y [8] respectivamente, se define así:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \mid S_{cd} = K_d * S_{cs} \quad (10)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \mid S_{1d} = K_d * S_{1s} \quad (11)$$

3. Períodos de vibración: Para graficar el espectro de respuesta se debe de tomar en cuenta que este se comporta como una función por partes, en donde cada parte es definida por la magnitud del periodo de vibración de la estructura. Estos límites son definidos a continuación:

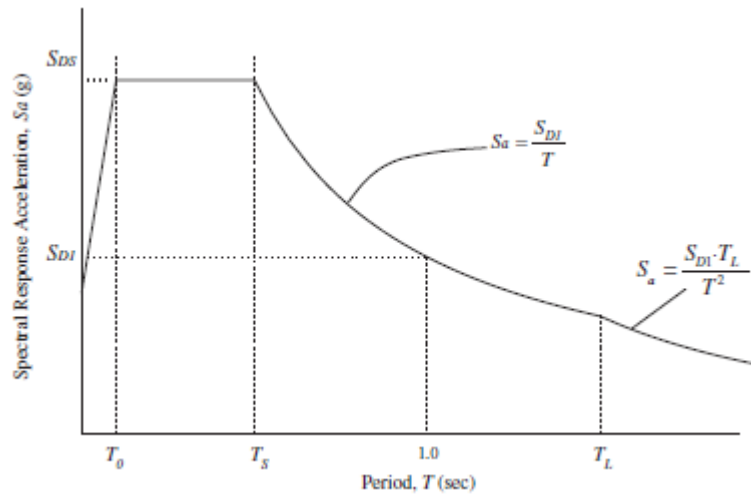
- T_S : El cual indica la separación entre los períodos cortos y largos. Es el resultado de la división del espectro de aceleración de respuesta para diseño de un segundo (S_{D1} o S_{1s}) entre el de período corto (S_{DS} o S_{cs}).
- T_0 : Indica el inicio de la meseta de períodos cortos del espectro. Definido como $0.2 * T_S$.
- T_L : Períodos de larga duración. Este únicamente se define en [6].
- T : Período natural de la estructura. Este se puede calcular según la sección 12.8.2.1 del [6] o la sección 2.1.6 del [7].

4. Espectro de respuesta para diseño: Las ordenadas espectrales son definidas como $S_a(T)$ para cualquier vibración T . Estas se definen de la siguiente forma:

Figura 20: Cálculo de espectro de respuesta de diseño según AGIES [8] y ASCE [6] respectivamente.

$$\begin{aligned}
 S_a(T) &= S_{cd} & \text{cuando } T_0 \leq T \leq T_S & & S_a &= S_{DS} \\
 S_a(T) &= \frac{S_{1d}}{T} \leq S_{cd} & \text{cuando } T > T_S & & S_a &= \frac{S_{D1}}{T} \\
 S_a(T) &= S_{cd} \left[0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right] & \text{cuando } T < T_0 & & S_a &= S_{DS} \left(0.4 + 0.6 \frac{T}{T_0} \right) \\
 & & \text{cuando } T > T_L & & S_a &= \frac{S_{D1} T_L}{T^2}
 \end{aligned}$$

Figura 21: Espectro de respuesta de diseño [6].



5. Aceleración máxima del suelo (AMS): La normativa [6] menciona en la sección 11.8.3, que las estructuras con categoría sísmica de diseño entre D a F, deben de tener una serie de consideraciones extra debido a su alta probabilidad de exposición a un sismo severo.

Uno de estas consideraciones es la probabilidad de licuefacción y de pérdida de resistencia del suelo debido a la aceleración máxima del suelo, o *peak ground acceleration* (PGA). Este parámetro puede ser obtenido mediante un estudio específico del sitio o puede ser calculado con una ecuación general definida en el [6] de la siguiente manera.

$$PGA_M = F_{PGA} * PGA \quad (12)$$

Por su parte, el [8] lo hace como a continuación se presenta.

$$AMS_d = 0.40 * S_{cd} \quad (13)$$

6. Componente del sismo vertical: Esta incorpora los efectos que el suelo pueda crear como movimientos sísmicos verticales. El [6] menciona que este componente no aplica en estructuras con SDC de tipo A y B, mientras que en Guatemala sí se utiliza para todo tipo de estructuras.

Figura 22: Espectro de respuesta vertical según ASCE [6].

$$S_{aMv} = 0.3C_v S_{MS} \text{ cuando } T_v \leq 0.025s$$

$$S_{aMv} = 20C_v S_{MS}(T_v - 0.025) + 0.3C_v S_{MS} \text{ cuando } 0.025s < T_v \leq 0.050s$$

$$S_{aMv} = 0.8C_v S_{MS} \text{ cuando } 0.050s < T_v \leq 0.150s$$

$$S_{aMv} = 0.8C_v S_{MS} \left(\frac{0.15}{T_v}\right)^{0.75} \text{ cuando } 0.15s < T_v \leq 2.00s$$

Si el periodo de vibración vertical es mayor a los 2.0 s se debe de realizar un estudio *in-situ*.

Por otro lado, el espectro de respuesta vertical según [8] es calculado como se muestra a continuación.

$$S_v d = 0.20 * S_{cd} \quad (14)$$

7. Espectros específicos de diseño para un sitio determinado: Ambas normativas aclaran que de ser necesario desarrollar un espectro específico del lugar de interés se puede realizar siguiendo los parámetros que cada uno dicta. Las características que califican a una estructura para este apartado son los siguientes:

Cuadro 5: Comparación entre criterios para cálculo de espectro específico de diseño para un sitio determinado según [8] y [6] respectivamente.

| AGIES | ASCE |
|---|--|
| Estructuras en clase de sitio tipo F. | Estructuras en clase de sitio tipo F. |
| Estructuras aisladas o amortiguadas que estén en zona sísmica 4.3 con un $S_{1r} \geq 0.60g$. | Estructuras aisladas o amortiguadas que estén en zonas con un $S_1 \geq 0.60g$. |
| Podrán definirse los tres niveles de sismo de manera específica para cualquier sitio, cuando se cumpla con lo estipulado en la sección 4.7 del y el resultado no sea inferior al 80 % de lo estipulado en la sección 4.5.6. | Estructuras en clase de sitio E, con un $S_s \geq 1.0g$. |
| | Estructuras en clase de sitio D y E con un $S_1 \geq 0.2g$. |

4. Carga por aspectos volcánicos

Todas las partes de las edificaciones y estructuras que se encuentren en zona bajo amenaza de caída de ceniza, deberán de diseñarse para resistir cargas de tefra según la sección 6.1 del [8].

Es importante aclarar que otras amenazas volcánicas, tal y como lo son lahares, flujos piroclásticos, flujos de lava, entre otras; no quedan dentro de la competencia de un proyectista, ingeniero estructural o constructor. La razón es que la protección por medios estructurales es muy poco viable, por lo que el encargado para establecer restricciones de ocupación de terreno por amenazas, debe ser un ente especializado, tal y como lo es la CONRED.

Para aplicar una carga de tefra a las superficies expuestas, se debe de utilizar un mapa de amenaza sísmica publicado por una autoridad competente. Se le asignará la probabilidad de excedencia anual descrita en la siguiente tabla, con una densidad de arena húmeda de $1700 \frac{kg}{m^3}$.

Cuadro 6: Probabilidad anual de presencia de tefra para aplicación de cargas [8].

| Categoría de obra | Probabilidad anual |
|-------------------|--------------------|
| I y II | 0.05 |
| III | 1.5 |
| IV | 1.75 |

Si no se dispone de un mapa de amenazas, se podrá utilizar la siguiente tabla en proyectos que estén dentro de un radio de 10km del foco eruptivo central. Aplica a los volcanes Pacaya, Fuego y Santiaguito.

Figura 23: Cargas nominales de tefra en un radio de 10km del foco eruptivo [8].

| Categoría de Obra | Aplicada a estructura [1] | Impuesta a lámina (cuando aplique) [2] |
|-------------------|---------------------------|--|
| Categorías II | 85 kg/m ² [3] | 55 kg/m ² [4] |
| Categoría III | 125 kg/m ² | 85 kg/m ² |
| Categoría IV | 150 kg/m ² | 150 kg/m ² |

Se deben de tomar en cuenta las siguientes observaciones de acuerdo a los datos expuestos en la tabla anterior:

- Se deberá de reducir a $25 \frac{kg}{m^2}$ en obras de categoría II, si se encuentra a 15 km del foco.
- Se deberá de reducir a $25 \frac{kg}{m^2}$ en obras de categoría II y III, si se encuentra a 20 km del foco.
- En el caso de las cargas «Aplicadas a estructura», se deberá de utilizar un espesor de cinco cm de tefra húmeda de $1700 \frac{kg}{m^3}$.
- En el caso de las cargas «Impuestas a lámina», se deberá de calcular con dos tercios de la carga principal.

5. Cargas de lluvia

Cada sector de un techo será diseñado para soportar carga de toda agua pluvial que pudiera acumularse sobre él en caso de que el sistema de drenaje primario deje de funcionar, según [8].

Por su lado, [6], agrega una carga distribuida de agua arriba del drenaje secundario del sistema de drenaje. En el sistema estadounidense d_h se define como la altura arriba del drenaje secundario, (*in* o *mm*) y d_s como la profundidad del agua acumulado cuando el sistema primario está bloqueado (*in* o *mm*), obteniendo una carga por lluvia «R» ($\frac{lb}{ft^2}$ o $\frac{kN}{m^2}$).

$$R = 5.2(d_s + d_h) \text{ (USA)} \text{ o } R = 0.0098(d_s + d_h) \text{ (SI)} \quad (15)$$

Por su parte, la normativa guatemalteca define d_h de la misma manera que en el ASCE, pero en cm, mientras que su carga de lluvia se denomina w_p ($\frac{kgf}{m^2}$).

$$w_p = 10d_h \quad (16)$$

6. Combinaciones de carga

A continuación se presentarán todas las combinaciones de cargas de la normativa estadounidense aplicables en Guatemala, así como todas las de normativa nacional. Es de suma

importancia tomar en cuenta que estas dependen del método de diseño que se va a utilizar.

- LRFD (*Load and Resistencia Factor Design*): El «método de diseño por factores de carga y resistencia», compara una combinación de cargas facturadas con una resistencia nominal del componente estructural, previamente reducida por un factor de seguridad dependiente del sistema constructivo y el tipo de esfuerzo. Es el método más utilizado actualmente, excepto en diseño de retención de suelos y cimentaciones. [8]

Figura 24: Combinaciones de carga según LRFD [8].

| | |
|--|---------|
| 1.4 M | (CR1) |
| 1.2 M + 1.6 V + 0.5 (V_t o bien P_L o bien A_R) | (CR2) |
| 1.2 M + V + 1.6 (V_t o bien P_L o bien A_R) | (CR3) |
| 1.2 M + V + S_{vd} ± S_{hd} | (CR4) |
| 0.9 M - S_{vd} ± S_{hd} | (CR5) |
| 1.0 M - S_{vd} ± S_{hd} | (CR5-a) |

Figura 25: Combinaciones de carga según LRFD [6].

1. 1.4D
2. 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r or S or R)
3. 1.2D + 1.6(L_r or S or R) + (L or 0.5W)
4. 1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r or S or R)
5. 0.9D + 1.0W
6. 1.2D + E_v + E_h + L + 0.2S
7. 0.9D - E_v + E_h

- ASD (*Allowable Stress Design*): Conocido como «método de esfuerzos permisibles», compara una combinación de cargas con una resistencia nominal dividida entre un factor de seguridad. [8]

Figura 26: Combinaciones de carga según ASD [8].

| | |
|--|---------|
| M + V | (CS1) |
| M + máx (V_t, P_L, A_R) | (CS2) |
| M + 0.75 V + 0.75 máx (V_t, P_L, A_R) | (CS3) |
| M + 0.70 (S_{vd} ± S_{hd}) | (CS4-a) |
| M + 0.75 V + 0.75 * 0.70 (S_{vd} ± S_{hd}) | (CS4-b) |
| 0.80 M ± 0.70 (S_{vd} ± S_{hd}) | (CS5) |

Figura 27: Combinaciones de carga según ASD [6].

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$
4. $D + 0.75L + 0.75(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$

Figura 28: Notación de cargas en normativa guatemalteca para combinaciones [8].

| Tipo de carga | Símbolo en la combinación | Referencia |
|-----------------------------------|---------------------------|---------------|
| Cargas muertas | M | Capítulo 2 |
| Cargas vivas | V | Capítulo 3 |
| Cargas vivas de techo | V_t | Capítulo 3 |
| Carga sísmica horizontal | S_{hd} | Capítulo 4 |
| Carga sísmica vertical | S_{vd} | Sección 4.5.9 |
| Cargas de viento | W | Capítulo 5 |
| Cargas de tefra volcánica | A_R | Sección 6.1 |
| Presión de fluidos | F | Sección 6.2 |
| Presiones de material a granel | G | Sección 6.3 |
| Empujes de suelos | G | Sección 6.4 |
| Sub-presiones hidrostáticas | G | Sección 6.5 |
| Cargas de lluvia | PL | Sección 6.6 |
| Efectos de cambios de temperatura | T | Sección 6.7 |
| Carga de impacto | I_p | Sección 7.2 |
| Carga de explosión | X | Sección 7.3 |

Figura 29: Notación de cargas en normativa estadounidense para combinaciones [6].

2.2 SÍMBOLOS

A_x = Carga o efecto de carga derivado del evento extraordinario A.

D = Carga muerta.

D_i = Peso del hielo.

E = Carga sísmica.

F = Carga causada por fluidos con presiones bien definidas y alturas máximas.

F_a = Carga por inundación.

H = Carga debido a presión lateral de suelo, presión de agua subterránea o presión de material a granel.

L = Carga viva.

L_r = Carga viva de techo.

N = Carga nomenclatura para integridad estructural, sección 1.4.

R = Carga de lluvia.

S = Carga de nieve.

T = Efecto acumulativo de las fuerzas auto-inducidas y los efectos que surgen de la contracción o expansión como resultado de cambios de temperatura ambiental u operacional, contracción de agua, cambios en la humedad, *creep* en materiales de componentes, movimiento causado por la rigidez diferencial o combinaciones de los mismos.

W = Carga de viento.

W_i = Viento sobre el hielo determinado según el capítulo 10.

H. Sismo-resistencia

El *Manual para diseño de mampostería sismo-resistente de block* de AGIES [2], especifica que dicho término, hace alusión a las técnicas de diseños y construcción que se aplican con el fin de proteger una estructura contra sismos de alta intensidad. Específicamente, factores como una adecuada configuración estructural, un buen dimensionamiento y diseño de elementos estructurales, una buena escogencia e implementación de materiales, entre otros; son puntos que se deben de tomar en cuenta para realizar un diseño sismo-resistente.

Con respecto al diseño, no solamente basta con definir una planta y elevación lo más simétrica posible, sino que la implementación de un sistema estructural tiene un papel importantísimo a la hora de mitigar un sismo.

I. Sistemas estructurales

Según define el [6], un sistema resistente a fuerzas sísmicas, o sistema estructural como se conoce en Guatemala, es la parte estructural del edificio que se diseña con el fin de proveer la resistencia requerida a las fuerzas sísmicas a las que se encuentra exigida dicha construcción.

Dependiendo del sistema estructural que se escoja para el diseño de la edificación, se utilizan valores preestablecidos para los parámetros modeladores de respuesta sísmica. Estos parámetros se definen en [7] de la siguiente manera:

- Factor R : También denominado como «Factor de Modificación de Respuesta Sísmica», se aplica para reducir los espectros sísmicos elásticos. Toma en cuenta la reserva de capacidad del sistema estructural y sus componentes más allá de la capacidad nominal al límite elástico.
- Factor Ω_R : El factor de incremento de resistencia tiene el fin de aumentar la resistencia elástica de ciertos componentes críticos de una estructura. A diferencia del factor de sobre-resistencia, este se elige por prescripción y no es inherente a la estructura.
- Factor C_d : Conocido como el factor de incremento de desplazamiento elástico, se utiliza para amplificar el desplazamiento que incurre el modelo estructural como resultado del análisis elástico para modelar el desplazamiento post-elástico.
- Factor ρ : El factores de falta de redundancia castiga la carencia de redundancia estructural o la presencia de aspectos irregulares en la edificación.
- Factor S_R : Conocido como el factor de sobre-resistencia inherente, tiene una gran influencia en las normas de manejo de las ductilidades.

1. Nacional

Dependiendo del tipo de ensamblaje y de miembros utilizados, la [7] las clasifica de la siguiente manera:

- Sistema E1 (Estructura de marcos simples): Integrado con marcos de columnas y vigas, con el fin de soportar cargas tanto verticales como horizontales. Estos deben de estar unidos entre sí mediante diafragmas de piso. Los materiales de dichos marcos pueden ser de concreto reforzado, perfiles de acero o combinados. Los marcos pueden ser de Alta Ductilidad (DA), Ductilidad Intermedia (DI) o Baja Ductilidad (DB).

- Sistema E2 (Estructura de muros o «tipo cajón»): En este caso son los muros los que soportan las cargas verticales, correspondientes a su área tributaria, y el 100 % de las cargas horizontales, interconectándose también mediante diafragmas de piso. El restante de carga vertical no soportada por los muros podrá ser sostenida por columnas, las cuales no aportaran capacidad de resistencia a solicitaciones horizontales pero sí deben de soportar las derivas de diseño. Los muros podrán ser de Alta Ductilidad (DA) y Baja Ductilidad (BD).

- Sistema E3 (Estructura combinada): Como su nombre lo indica, es la combinación entre los sistemas E1 y E2, por lo que es la implementación de marcos y muros interconectados por diafragma de losa. Las solicitaciones horizontales se reparten entre estos dos sistemas en proporción a sus rigideces. Las vigas de los marcos sí tienen función sismo-resistente a diferencia de las de las losas. Los muros podrán ser de Alta Ductilidad (DA) y Baja Ductilidad (BD).

- Sistema E4 (Estructura dual): Similar al sistema E3, con la diferencia que los muros deberán de tomar en cualquier piso al menos el 60 % del cortante de piso y también marcos Tipo DA que tomen al menos el 25 % de solicitaciones sísmicas.

- Sistema E5 (Soportes en voladizo y naves): Se les clasifica de esta manera a estructuras de un nivel o que constituyen el nivel superior de una estructura, en donde las columnas y/o los muros soportan tanto las cargas verticales como las horizontales, actuando como voladizos verticales sin acción de marco en la dirección de la carga horizontal. La demanda axial en la columna no debe de exceder el 25 % de la resistencia axial concéntrica.

- Sistema E6 (Péndulo invertido): Soporta tanto la carga vertical como la horizontal, esto actuando como voladizo vertical aislado. Más del 50 % de la masa del sistema está concentrada en el extremo superior y la estabilidad lateral depende de una restricción a momento. La demanda axial en la columna no debe de exceder el 15 % de la resistencia axial concéntrica.

Cabe resaltar que, en el caso de esta investigación, se utilizará para el análisis sísmico el sistema estructural tipo E2.

Figura 30: Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes [7].

| SISTEMA ESTRUCTURAL Sección 1.6 [a] | Norma | R | Ω_n | Cd | Límite de altura en metros | | | | notas |
|---|------------------|-----|------------|-----|--------------------------------------|-----|-----|-----|-------|
| | | | | | SL - sin límite NP - no permitido | | | | |
| | | | | | Nivel de protección | | | | |
| B | C | D | E | | | | | | |
| E1 SISTEMA DE MARCOS RESISTENTES A MOMENTO | 1.6.2 | | | | | | | | |
| Marcos dúctiles DA | | | | | | | | | |
| De concreto reforzado | NSE 7.1 | 8 | 3 | 5.5 | SL | SL | SL | SL | [b] |
| De acero estructural | NSE 7.5 | 8 | 3 | 5.5 | SL | SL | SL | SL | - |
| Compuestos acero-concreto | NSE 7.1 / 7.5 | 8 | 3 | 5.5 | SL | SL | SL | SL | [g] |
| Ductilidad Intermedia DI | | | | | | | | | |
| De concreto reforzado | NSE 7.1 | 5 | 3 | 4.5 | 33 | 20 | 12 | NP | [b] |
| De acero estructural | NSE 7.5 | 4.5 | 3 | 4 | 55 | 33 | 20 | NP | - |
| Compuestos acero-concreto | NSE 7.1 / 7.5 | 4.5 | 3 | 4.5 | 33 | 20 | 12 | NP | [g] |
| Sistemas aislados | NSE 7.7 | 5 | 3 | 4.5 | 75 | 75 | 75 | 75 | [n] |
| Ductilidad Baja DB | | | | | | | | | |
| De concreto reforzado | NSE 7.1 | 3 | 3 | 2.5 | 20 | NP | NP | NP | [b] |
| De acero estructural | NSE 7.5 | 3.5 | 3 | 3 | 33 | 12 | NP | NP | - |
| Compuestos acero-concreto | NSE 7.1 / 7.5 | 3 | 3 | 2.5 | 33 | NP | NP | NP | [g] |
| E2 SISTEMA DE MUROS | 1.6.3 | | | | | | | | |
| De concreto reforzado DA | NSE 7.1 | 6 | 2.5 | 5 | SL | SL | SL | SL | [b] |
| De concreto reforzado DB | NSE 7.9 | 4 | 2.5 | 4 | [d] | [d] | [d] | [d] | [c] |
| De mampostería reforzada DA | NSE 7.4 | 4 | 2.5 | 3.5 | [f] | [f] | [f] | [f] | [e] |
| De mampostería reforzada DB | NSE 4.1 | 3 | 2.5 | 2 | [h] | [h] | [h] | [h] | [f] |

2. Internacional

En la normativa estadounidense [6] existe una gran cantidad de sistemas estructurales, que dependen tanto de la configuración de la edificación, como de los materiales que la conforman. A continuación se definirán, mediante un artículo del *National Concrete Masonry Association* [13], únicamente aquellos que son de interés y además existen en Guatemala.

- *Ordinary Plain Masonry Shear Walls* (Muros estructurales ordinarios de mampostería): Estos son diseñados como elementos no reforzados, por lo cual dependen completamente de la mampostería para transmitir y distribuir las cargas establecidas. Estos muros no requieren ningún refuerzo, por lo que están limitadas a una categoría de diseño sísmico tipo A o B.
- *Detailed Plain Masonry Shear Walls* (Muros estructurales detallados de mampostería): Los muros de este sistema estructural también son diseñados sin refuerzo, sin embargo el *Masonry Standards Joint Committee* [3] ordena la implementación del refuerzo suficiente para que la estructura puede asegurar un nivel mínimo de comportamiento plástico para poder disipar energía a la hora de un sismo.
- *Ordinary Reinforced Masonry Shear Walls* (Muros estructurales ordinarios de mampostería reforzada): Como su nombre lo indican, son diseñados con refuerzo para que este cargue y distribuya los esfuerzos de tensión mientras que la mampostería se encargue de los esfuerzos de compresión. De la misma manera que en el sistema anteriormente mencionado, el [3] ordena la implementación de refuerzo destinado a un buen com-

portamiento sísmico, aunque el refuerzo por tensión puede trabajar también de esta manera.

Figura 31: Detalle sísmico prescrito para muro ordinario de mampostería reforzada [13].

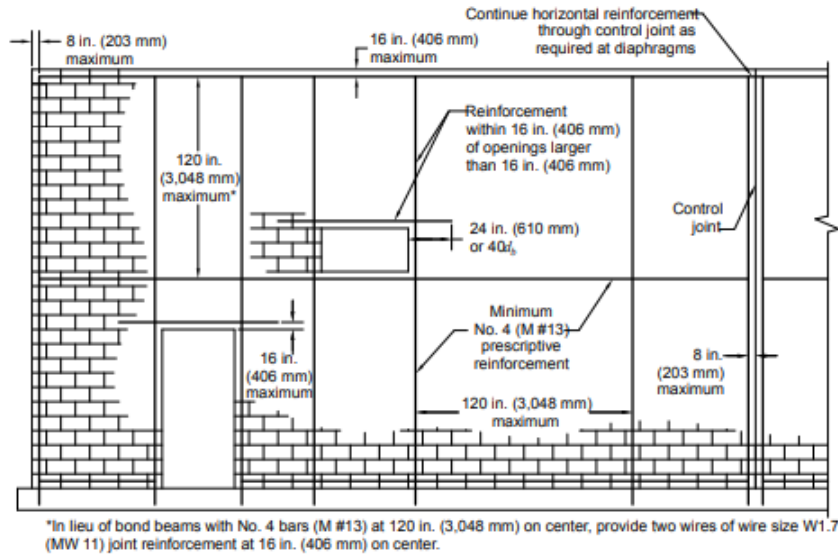


Figure 3—Prescriptive Seismic Detailing for Detailed Plain (Unreinforced) Masonry Shear Walls and for Ordinary Reinforced Masonry Shear Walls

- *Intermediate Reinforced Masonry Shear Walls* (Muros estructurales intermedios de mampostería reforzada): Este sistema toma las mismas normas que el anteriormente mencionado, con la única diferencia que el máximo espaciamiento permitido entre el refuerzo vertical se reduce de 120in a 48in.

Figura 32: Detalle sísmico prescrito para muro intermedio de mampostería reforzada [13].

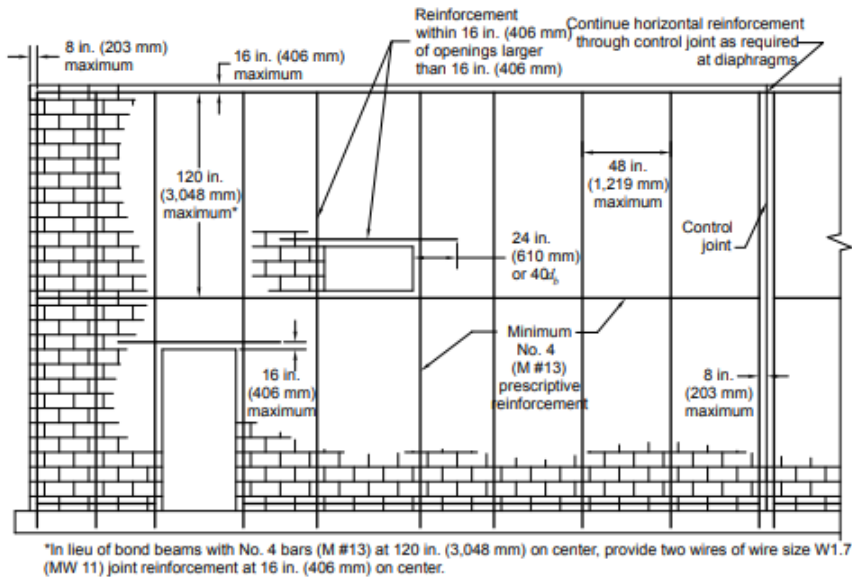


Figure 4—Prescriptive Seismic Detailing for Intermediate Reinforced Masonry Shear Walls

- *Special Reinforced Masonry Shear Walls* (Muros estructurales especiales de mampos-

tería reforzada): El refuerzo prescrito para este tipo de muro debe cumplir con los requerimientos de los muros intermedios y los siguientes puntos:

- La suma de las áreas de acero de refuerzo vertical y horizontal debe de ser de al menos 0.002 el área gruesa de la sección del muro.
- El área de acero de refuerzo en cada dirección debe de ser de al menos 0.0007 veces el área gruesa de la sección del muro.
- El acero vertical y horizontal debe de ser uniformemente distribuido.
- El área mínima de acero vertical debe de ser al menos un tercio del acero horizontal.
- Todos los refuerzos horizontales deben de ser anclados correctamente a los verticales.

Figura 33: Detalle sísmico prescrito para muro especial de mampostería reforzada [13].

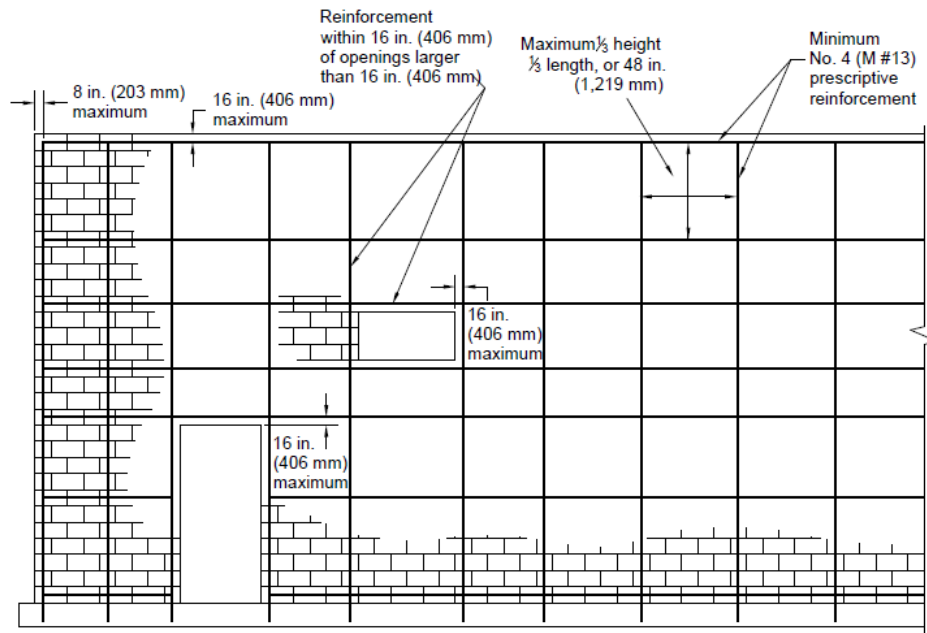


Figure 5—Prescriptive Seismic Detailing for Special Reinforced Masonry Shear Walls

Figura 34: Tipos de muros de mampostería permitidos según categoría de diseño sísmico (SDC) [13].

Table 3—Permitted Shear Wall Types for Seismic Design Categories

| SDC | Empirical | Ordinary unreinforced ^A | Detailed unreinforced | Ordinary reinforced | Intermediate reinforced ^A | Special reinforced ^A |
|-----|-----------|------------------------------------|-----------------------|---------------------|--------------------------------------|---------------------------------|
| A | X | X | X | X | X | X |
| B | | X | X | X | X | X |
| C | | | | X | X | X |
| D | | | | | | X |
| E | | | | | | X |
| F | | | | | | X |

^A Includes prestressed masonry assemblies meeting the same prescriptive reinforcement requirements as conventional masonry construction.

Según el análisis sísmico realizado según el [6], la estructura se clasifica con una categoría de diseño sísmico tipo «D», por lo que el [3] únicamente permite utilizar muros especial de mampostería reforzada. Debido a esta razón, se utilizará esta clasificación de muro para la parte de diseño en la presente investigación.

J. Ductilidad

Se puede definir como la capacidad de un elemento estructural de poder mantener su capacidad de carga, o de no disminuirla significativamente, después de haber entrado en zona plástica. AGIES clasifica en el [7], tres niveles distintos de ductilidad según el comportamiento que tenga la estructura ante un evento sísmico, estas son definidas de la siguiente manera:

- DA (Ductilidad Alta): Desarrollan alta capacidad post-elástica, en otras palabras pueden deformarse mucho sin llegar a perder su capacidad. Los muros especiales definidos en el [6] cumplen con estas características.
- DI (Ductilidad Intermedia): Tiene características muy similares a la anterior con la diferencia de algunos requisitos menos exigentes de acuerdo a la norma correspondiente. Según el [6], el equivalente serían los muros intermedios, sin embargo en Guatemala no existen dichos muros por lo que no tienen un equivalente definido.
- DB (Ductilidad Baja): El sistema constructivo se considera frágil y por ende no es apto para una zona de alta sismicidad. Su equivalente según el [6] son los muros ordinarios.

Para conseguir esta ductilidad, el [3] presenta un límite para el refuerzo longitudinal en miembros a flexión, para asegurar que las fibras a compresión de la mampostería no excedan sus valores últimos. En otras palabras, la zona a compresión del elemento no fallará súbitamente antes de que el refuerzo a tensión desarrolle su capacidad inelástica implícita en el valor R usada en el diseño del muro.

K. Requerimientos sísmicos de diseño

La capacidad sismorresistente de una estructura va de la mano con la respuesta estructural respecto al sismo de diseño. AGIES define en su normativa [7] dos metodologías, la carga sísmica estática equivalente y la de análisis modal espectral.

Antes de entrar en detalles en cada una de ellas, es importante resaltar cuándo se deben y pueden utilizar. Según [7] se describen de la siguiente forma:

- Se puede utilizar un análisis sísmico con fuerzas estáticas equivalentes cuando:
 - Se deban analizar estructuras con nivel de protección B o C.
 - La estructura no posea irregularidades estructurales y tenga una altura menor a los 50 m .

- La estructura no posea irregularidades verticales, puede ser mayor a los 50 *m* siempre y cuando su periodo fundamental de vibración T sea menor a $3.5T_s$.
- La estructura no exceda 50 *m* de altura y que posean irregularidades horizontales tipo H2, H3, H4 o las verticales tipo V4.
- En todos los demás casos se puede utilizar un análisis de respuesta modal espectral. Es económicamente recomendable en edificios con más de 3 niveles.
- A pesar de la limitación del método de la carga estática equivalente, este siempre debe de ser utilizado ya que los cortantes basales estáticos equivalentes son referentes en la calibración de fuerzas y derivas de diseño.

1. Método de la carga sísmica estática equivalente

Este método consiste en modelar como fuerzas estáticas horizontales las solicitaciones sísmicas, aplicándolas externamente a lo alto y ancho de la edificación. [7]

La cuantificación de dicha fuerza equivalente está basada en el espectro de diseño sísmico especificado en la sección de 3 del capítulo G, 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. [7]

Cortante sísmico basal

El cortante basal, V_B , se define en el [7] como el total de fuerzas sísmicas que actúan sobre la edificación en cada dirección de análisis, V_{EX} y V_{EY} . Este se determinará de la siguiente forma:

$$V_B = C_s W_s \quad (17)$$

Donde:

- C_s es el coeficiente sísmico de diseño.
- W_s el peso efectivo de la estructura.

Peso sísmico

El peso efectivo juega un papel importante debido a que es el peso de la masa que participa en el sismo, por lo que se definirá más profundo que las demás variables a utilizar en este método. El peso sísmico efectivo (W_s) deberá de tomar en cuenta la siguiente según [7]:

- Peso propio de la estructura.

- La carga muerta superpuesta de la edificación sin contar tabiques.
- Tabiques interiores con valores no mínimos a 75 kg/m^2 .
- Peso de fachadas.
- Equipo arriba de 1000 kg anclado a la estructura.
- El 25 % de las cargas vivas de 500 kg/m^2 o más.
- Se permitirá omitir cargas vivas que califiquen como reducibles, en azoteas sin acceso público, en estacionamientos de vehículos de pasajero y áreas de bodegas livianas o domiciliarias.
- Se deberá incluir todas las cargas calificadas como vivas cuando estén rígidamente ancladas a la estructura y excedan 1000 kg , también peso de jardines en las áreas que aplique.

Coefficiente sísmico de respuesta C_s

El coeficiente sísmico (C_s en cada dirección de análisis se establecerá de la siguiente manera según [6] y [8] respectivamente:

$$C_s = \frac{S_{ds}}{R} \quad (18)$$

$$C_s = \frac{S_a(T)}{R} \quad (19)$$

En donde:

- S_a es la demanda sísmica de diseño (pseudo-aceleración inducida en función del periodo) especificada en el capítulo J, es equivalente a S_{DS} en el [6].
- R es el factor de reducción descrito en el capítulo I.
- T es el periodo fundamental de vibración de la estructura.
- I es el factor de importancia.

Cabe resaltar que existen dos ecuaciones que limitan un valor mínimo de C_s , la primera se define en [6] y en el [8] respectivamente, como:

$$C_s = 0.044S_{cd}I \leq 0.01 \quad (20)$$

$$C_s \leq 0.044S_{cd} \leq 0.01 \quad (21)$$

La segunda ecuación únicamente se puede utilizar si $S_{1r} \leq 0.6g$, de igual manera se define como:

$$C_s = \frac{0.5 * S_1}{R} \quad (22)$$

$$C_s = \frac{0.75 * K_d * S_{1r}}{R} \quad (23)$$

Periodo fundamental aproximado

El periodo fundamental de la estructura, T , en la dirección de análisis, debe de ser establecida utilizando las propiedades estructurales y características de deformación de los elementos participantes.

Por otra lado se puede calcular un periodo aproximado, T_a , mediante diferentes ecuaciones planteadas por el [6] y el [7]. La más común es la siguiente:

$$T_a = K_T * h_n^x \quad (24)$$

Donde:

- $K_T = 0.049$, $x = 0.75$ para sistemas estructurales E2, E3, E4, o E5.
- $K_T = 0.047$, $x = 0.90$ para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado que sean abiertos o con fachadas de vidrio.
- $K_T = 0.047$, $x = 0.85$ para sistemas estructurales E1, de concreto reforzado con fachadas rígidas.
- $K_T = 0.072$, $x = 0.80$ para sistemas estructurales E1 de acero con fachadas de vidrio.
- $K_T = 0.072$, $x = 0.75$ para sistemas E3 o E4 de acero rigidizado.
- h_n es la altura total del edificio en metros.

Es importante tomar en cuenta que el periodo fundamental no debe de ser mayor a $C_u * T_a$, en donde en [7], el C_u es igual a 1.4.

Distribución vertical de fuerzas sísmicas

El cortante basal se distribuirá a lo alto del edificio de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$F_x = C_{yx} * V_b \quad (25)$$

Donde:

- $C_{xy} = \frac{W_x * h_x^x}{\sum_{i=1}^n (W_i * h_i^k)}$
- F_x es el cortante de cedencia en el nivel «x» de la edificación.
- h_x es la altura del nivel «x» sobre la base sísmica.
- $k = 1$ para $T \leq 0.5s$
- $k = 0.75 + 0.5T_s$ para $T \leq 0.5s$, para $0.5 < T \leq 2.5s$
- $k = 2$ para $T > 2.5s$

Distribución horizontal de fuerzas sísmicas

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», esto tomando en cuenta las rigideces relativas de esos miembros verticales y las del diafragma en el nivel «x» [7].

Todos los conceptos involucrados se definirán detalladamente a continuación:

- Rigidez: Se define como la capacidad de soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones, esto es matemáticamente hablando $R = \frac{1}{\Delta C}$ o bien $R = \frac{1}{\Delta F}$. Depende de las dimensiones del elemento, de su módulo de elasticidad, módulo de corte y de los apoyos tanto superiores como inferiores. Dependiendo del tipo de apoyo superior, [1] los clasifica en:
 - Muro voladizo: Empotrado abajo con el apoyo superior libre para trasladarse y rotar. Se comporta como viga en voladizo. La ecuación simplificada de la deflexión es:

$$\Delta C = \Delta m + \Delta v = 0.4 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right) \quad (26)$$

- Muro empotrado: Tal y como su nombre lo indica, se encuentra empotrado en ambos apoyos. La ecuación simplificada de la deflexión es:

$$\Delta F = \Delta m + \Delta v = 0.1 \left(\frac{h}{d} \right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{d} \right) \quad (27)$$

- Torsión: Tal y como lo define [1], las fuerzas laterales en una estructura son resistidas por los muros de corte en proporción con su rigidez si es que hay diafragmas rígidos. Cuando no hay simetría estructural, o muros más rígidos que otros, provoca que el centro de rigidez no coincida con el centro de masa de cada nivel. Debido a esta discrepancia de ubicación, se crean momentos torsionales cuando el centro de masa rota sobre el centro de rigidez.

Existen tres categorías distintas de torsión según [1], definidas de la siguiente manera:

- Inherente: Esta es causada por la excentricidad entre el centro de masa y el de rigidez. Únicamente se toma en cuenta para diafragmas rígidos, cuando se trata de diafragmas flexibles se tomará en cuenta la posición la distribución de las masas para distribuir las fuerzas laterales.
- Accidental: Para diafragmas no flexibles, se debe de considerar un desplazamiento del centro de masa del 5% en cada dirección. Este momento se toma como adicional al inherente. Debido a que las fuerzas sísmicas se aplican en dos direcciones ortogonales, el 5% no debe de ser aplicado en ambas direcciones al mismo tiempo sino que en la más crítica.
- Amplificación de la torsión accidental: Se le debe de aplicar a estructuras con nivel de protección sísmica C, D o E, y que además tengan irregularidad en planta tipo H1-A o H1-B, definidas en la tabla 1.6.14-1 de [7]. Este factor se calcula mediante los desplazamiento del nivel a analizar de la siguiente manera:

$$A_x = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \quad (28)$$

Se debe de tomar en cuenta que A_x no puede ser menor a 1 ni mayor a 3. Solamente se puede multiplicar dicho factor al momento por torsión accidental, no al inherente.

- Volteo: Si las fuerzas laterales son lo suficientemente grandes, pueden vencer las cargas muertas e inducir tensión en las esquinas de los muros de corte, tal y como lo menciona [1]. Esto causa también grandes esfuerzos de compresión que pueden requerir incrementos en el f'm, mediante el incremento del acero o el espesor del muro. Es por esta razón que el [6] pide que toda estructura sea diseñada para resistir dichos efectos causados por fuerzas sísmicas.
- Derivas: Las derivas de cada nivel (Δ) son la diferencia de deflexiones de los centros de masa de arriba y abajo del nivel a considerar, tal y como afirma [6]. Si estos centros de masa no están originalmente alineados, es permitido calcular la deflexión en la parte baja del nivel basado en una proyección vertical del centro de masa del nivel de arriba. La deflexión de cada nivel se calculará de la siguiente forma:

$$\delta_x = \frac{C_d * \delta_{xe}}{I} \quad (29)$$

Donde:

- C_d es el coeficiente de amplificación de deformación lateral.
- δ_{xe} deflexión en la localización requerida.
- I como factor de importancia.

Se podrá utilizar el periodo fundamental de vibración de la estructura calculado anteriormente, para calcular las derivas al momento de compararlas con los límites de derivas permitidos mencionados en el capítulo 12.12 del [6]. Por último, se debe de revisar mediante la sección 12.8.7 del [6] si el efecto P-Delta se deben de considerar a la hora de calcular derivas.

2. Método de análisis modal espectral

Este método se basa en la modelación del sistema estructural en sus formas y modos de vibrar. Esto con el fin de evaluar cada modo de manera independiente mediante la aplicación de un espectro de diseño, para después combinar las máximas respuestas de cada modo de vibración y obtener así la máxima respuesta global de la estructura.

Número de modos

Se deberá realizar un análisis en 3D, para determinar los modos naturales de vibración de la estructura. El análisis debe de incluir un número suficiente de modos para obtener una masa de participación modal combinada de al menos 90 % en cada dirección de análisis. [6]

Parámetros de respuesta modal

El valor para cada parámetro de diseño relacionado con esfuerzos, tal y como lo son las derivas laterales, fuerzas en los apoyos, y fuerzas en todos los miembros individuales (flexiones, cortes, torsiones y cargas axiales) de cada modo de respuesta; deben ser calculados utilizando las propiedades de cada modo y el espectro de respuesta definido. En estos casos, dichos valores se deben de multiplicar por $\frac{R}{I}$, tal y como indica [7]. El valor para los desplazamientos y derivas deberá multiplicarse por $\frac{C_d}{I}$. Debido a que en la normativa guatemalteca no se utiliza el factor de importancia de la misma forma que en la norma estadounidense, no se incluirá en la ecuación.

Parámetros de respuesta combinada

Se deberán de combinar los valores de cada uno de los parámetros de los modos implicados en el análisis, mediante distintas metodologías. [6] reconoce el método de la raíz cuadrada de la suma de cuadrados (SRSS) como una aproximación, ya que puede dar errores significativos si las frecuencias modales están muy cercas entre sí; la combinación cuadrática completa (CQC) y su modificación según el ASCE 4 (CQC-4).

Coefficientes sísmicos

El coeficiente de diseño sísmico, C_{sm} , que corresponde a cada modo de vibración se calculará mediante la siguiente expresión:

$$C_{sm} = \frac{S_a(T_m)}{R} \quad (30)$$

En donde:

- S_a es la ordenada del espectro sísmico de diseño que corresponde al período T_m del modo «m».

- R es el factor de reducción de respuesta sísmica.

Factor de participación modal y cortante basal del modo "m"

La fracción de participación de la masa total en el modo «m» se calculará de la siguiente manera:

$$V_{Bm} = C_{sm} M \beta_m g \quad (31)$$

$$M \beta_m = \frac{(\sum_{i=1}^n M_i \phi_{i,m})^2}{\sum_{i=1}^n M_i (\phi_{i,m})^2} \quad (32)$$

Donde:

- $\phi_{i,m}$ es la amplitud relativa del desplazamiento del grado de libertad «i» de la estructura cuando vibra en el modo «m».
- M_i es la masa sísmica del grado de libertad «i».
- n es el número de grados de libertad asociados con masas consideradas en la estructura.
- $M \beta_m$ es la masa efectiva que participa en el modo «m» de vibración.
- g es la aceleración de la gravedad $9.81 \frac{m}{s^2}$.
- V_{Bm} es la cortante basal a la cedencia que corresponde al modo «m».

Cortantes basales dinámicos

Los cortantes basales correspondientes a cada modo de vibración y en cada dirección (V_{IX} y V_{IY}) se combinarán, de preferencia para el [7], con el método CQC (combinación cuadrática completa). Es importante mencionar que estos no podrán utilizarse hasta que hayan sido debidamente calibrados.

3. Calibración del análisis modal

Tal y como se mencionó en el comienzo del capítulo, aunque el sismo estático no se utilice para el diseño directamente, siempre tiene la función de ser el parámetro de calibración del análisis modal espectral.

Determinación de cortante basal máximo elástico e inelástico

Siempre que se analice un movimiento en la base de una estructura, un corte basal elástico máximo, designado como V_{EX} y V_{EY} obtenidos mediante el método de la carga estática equivalente, debe de ser determinado. El modelo matemático para determinar el cortante elástico máximo no deberá incluir torsión accidental. [6]

De la misma manera, siempre que se analice un movimiento en la base de una estructura, se deberá determinar un cortante basal inelástico máximo, designados como V_{IX} y V_{IY} , como a continuación se presenta:

$$V_{IX} = \frac{V_{EX}I}{R_X} \quad (33)$$

$$V_{IY} = \frac{V_{EY}I}{R_Y} \quad (34)$$

Donde:

- I es el factor de importancia.
- R_X y R_Y son los coeficientes de modificación de respuesta en su respectivo eje.

Determinación de factor de escala para corte basal

El objetivo de calibrar los cortantes es que ambos tengan la misma magnitud, en otras palabras, que el cortante dinámico sea el 100 % del estático. Sin embargo, en el [7] se permite calibrar el cortante dinámico al 85 % del estático cuando la estructura no presenta irregularidades en planta ni en elevación. Es por este motivo que se define el cortante a calibrar contra el dinámico de la siguiente manera:

$$V_{DX} = \max(1.00V_{EX}, V_{IX}) \text{ o } V_{DX} = \max(0.85V_{EX}, V_{IX}) \quad (35)$$

$$V_{DY} = \max(1.00V_{EY}, V_{IY}) \text{ o } V_{DY} = \max(0.85V_{EY}, V_{IY}) \quad (36)$$

Una vez definido el cortante a calibrar en el [7], se procede a encontrar el factor de calibración, para el [6] es definido a continuación:

$$\eta = \frac{V_{EX}}{V_{IX}} \leq 1.0 \quad (37)$$

$$\eta = \frac{V_{EY}}{V_{IY}} \leq 1.0 \quad (38)$$

Mientras que el [7] lo define así:

$$\eta = \frac{V_{DX}}{V_{IX}} \quad (39)$$

$$\eta = \frac{V_{DY}}{V_{IY}} \quad (40)$$

Tal y como lo señala la ecuación, cuando el cortante dinámico es mayor al estático no hace falta ninguna calibración y por ende se puede utilizar este valor.

Determinación de factor de escala para derivas

Cuando el cortante basal calculado que utiliza el análisis modal, (V_{IX} y V_{IY}), es inferior al del análisis estático (V_{EX} y V_{EY}) y además, el coeficiente sísmico C_s fue obtenido de la ecuación 22 o 23, las derivas deberán de multiplicarse por η_X o η_Y según sea la dirección de análisis. De lo contrario, las derivas obtenidas por el análisis modal no se deberán de calibrar. [7]

Determinación de respuesta por fuerza combinada

La respuesta por fuerza combinada debe de ser determinada con $I\eta_x/R_x$ o $I\eta_y/R_y$, multiplicada por la respuesta elástica obtenida en la dirección de análisis usando modelos matemáticos con torsión accidental, más el mismo término pero de la otra dirección ($I\eta_y/R_y$ o $I\eta_x/R_x$ respectivamente) sin tomar en cuenta la torsión accidental.[6]

Determinación de respuesta por desplazamiento combinado

Los factores de respuesta C_{dx} y C_{dy} , deben de ser asignados a su respectivo eje.

La respuesta por desplazamiento combinado debe de ser determinada con $\eta_x C_{dx}/R_x$ o $\eta_y C_{dy}/R_y$, multiplicada por la respuesta elástica obtenida en la dirección de análisis usando modelos matemáticos con torsión accidental, más el mismo término pero de la otra dirección ($\eta_y C_{dy}/R_y$ o $\eta_x C_{dx}/R_x$ respectivamente) sin tomar en cuenta la torsión accidental. [6]

Tomar en cuenta que si las derivas no requieren calibración, tal y como se explicó en la sección de «Determinación de factor de escala para derivas», η se debe de asumir con un valor de 1.

4. Derivas y desplazamientos

La derivas de diseño, tal y como fueron determinadas en 11, no deben de exceder la deriva permisible (Δ_a en [6] o Δ_u en [7]) presentada en la siguiente figura:

Figura 35: Derivas últimas (Δ_u) máximas tolerables [7].

| Estructura | Clasificación de obra | | |
|--------------------------|-----------------------|---------------|--------------|
| | 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 |

h_p es la altura del piso para el que se calcula la deriva.^[1]

Figura 36: Derivas permisibles (Δ_a) [6].

| Estructura | Categoría de riesgo (SDC) | | |
|--|---------------------------|-------------|-------------|
| | I o II | III | IV |
| <i>Estructuras, que no sean de muros de corte de mampostería, cuatro niveles o menos encima de la base definida en la sección 11.2, con paredes interiores, particiones, cielos falsos, y muros exteriores que han sido diseñados para disminuir la derivas estructurales.</i> | 0.025 h_n | 0.020 h_n | 0.015 h_n |
| <i>Estructuras de muros de corte de mampostería tipo voladizo.</i> | 0.010 h_n | 0.010 h_n | 0.010 h_n |
| <i>Cualquier otra estructura con muros de corte de mampostería.</i> | 0.007 h_n | 0.007 h_n | 0.007 h_n |
| <i>Todas las demás estructuras</i> | 0.020 h_n | 0.015 h_n | 0.010 h_n |

Esta investigación consistió en el análisis sísmico, y posteriormente el diseño, de una estructura de cuatro niveles de mampostería reforzada. Para realizar ambas fases, se recurrió al apoyo de las normativas de Estados Unidos, tal y como lo son el [6] para el análisis y [3], junto con el [14], para el diseño. Por parte de las normativas de Guatemala, se utilizaron el [7] y [8] para el análisis y el [5] para el diseño de los muros de mampostería.

Es importante mencionar que algunas normativas de Guatemala, aprueban la utilización de las normativas de Estados Unidos para el análisis y diseño de cualquier estructura, sin embargo fomenta la utilización de sus propias normativas debido a que estas se encuentran contextualizadas a las necesidades y realidades del país. Por esta razón, toda la fase de análisis sísmico de la estructura se realizó con ambas normativas.

De igual modo, debido a que el objetivo principal implícito era encontrar el comportamiento de los muros de mampostería, ya que estos son los que limitan a que un edificio en Guatemala no deba ser mayor a tres niveles, se utilizaron ambas normas para realizar el diseño y comparación de resultados. Sin embargo, para los demás elementos estructurales se utilizó el [14].

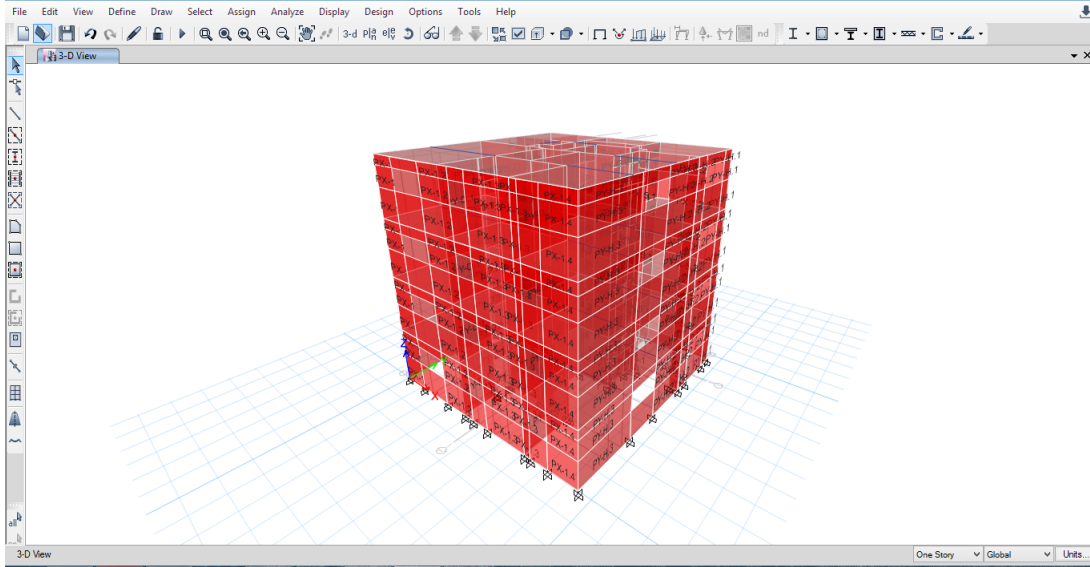
A. Análisis sísmico

Parte del fundamento teórico de esta investigación era explicar el cálculo de las cargas sísmicas, descritas en la sección 3 del capítulo de «Demandas estructurales», y los requerimientos sísmicos mencionados también en el capítulo K. Precisamente estos dos pasos fueron los primeros que se realizaron, respectivamente, para el análisis de la estructura.

Una vez definidos los espectros de respuesta sísmica y los cortantes basales correspon-

dientes al método de la carga sísmica estática equivalente (sección 1 del capítulo K»), se procedió a modelar la estructura en ETABS, el cual es un *software* utilizado para el análisis y dimensionamiento de edificios.

Figura 37: Modelo 3D realizado en el programa ETABS.



Después de haber modelado la estructura, se ingresaron los cálculos anteriormente descritos, y a partir de eso se obtuvieron las demandas correspondientes a cada uno de los elementos estructurales a diseñar.

B. Diseño de elementos estructurales

1. Muros de mampostería reforzada con sistema inter-bloque

El [15] desarrolla una lista con los pasos que se deben de seguir para el diseño de un muro de mampostería reforzada, el cual se presentará a continuación.

Diseño de muro según carga axial y carga sísmica fuera del plano

Muchos muros de mampostería reforzada deben de resistir una combinación de fuerzas laterales, tanto afuera del plano como en el plano, y fuerzas axiales. Usualmente, este tipo de cargas gobiernan el diseño de muros con una altura arriba entre los 16 *ft* y 20 *ft*.

Es por esta razón que se recomienda realizar este diseño para determinar el acero de refuerzo vertical y luego chequearlo con el necesario para cargas adentro del plano. El [3] norma dicho diseño en la sección 3.3.5.

Sin embargo, cuando se cuenta con un diafragma rígido en la estructura, este limita los grados de libertad de cada planta a solamente 3, desplazamientos en *x*, *y* y rotación. Es por

esta razón que los muros únicamente se verán afectados por esfuerzos en el plano, tal y como se realizó en esta investigación.

Diseño por contracción

Para controlar el agrietamiento debido a la contracción del bloque por causa de un secado a largo plazo, y por cambios de temperatura, el diseño de muros debe de incorporar una combinación de juntas de movimiento (también denominadas juntas de control) verticales, y refuerzo horizontal.

Estas juntas de movimientos son recomendadas por el [3], sin embargo no están normadas. Por otra parte, el refuerzo horizontal está definido en la sección 1.18.3.2.3.1 denominada «Requerimientos mínimos de refuerzos», debido a que el refuerzo a corte puede trabajar también para evitar dicha contracción.

Revisar requerimientos de refuerzo prescrito para muros especiales

La intención de los requerimientos prescritos es asegurar una cantidad razonable de ductilidad tal y como se mencionó en el capítulo J.

Otros de los objetivos es asegurar también un refuerzo mínimo debido a las sollicitaciones sísmicas a las que se encuentra expuesta la estructura. Este refuerzo también puede ser utilizada para resistir cargas de diseño.

Todos los espaciamientos y diámetros de barras permitidos son descritos en 33, correspondiente a la sección 1.18.3.2.3.1 y 1.18.3.2.6 del [3].

Diseño de muro según carga axial y carga sísmica adentro del plano

En este punto del proceso de diseño, el diseñador estructural ya sabe la geometría del muro y sus refuerzos mínimos requeridos. Lo que sigue es el diseño del muro para una combinación de carga axial y lateral adentro del plano.

Con tal fin se desarrolla un diagrama de interacción, definido por la capacidad de cada muro y comparada contra las demandas a la que es expuesto.

En donde:

- P_0 = Esfuerzo axial nominal.

Se define como la capacidad que tiene el muro ante solamente carga axial.

Para miembros con una esbeltez (h/r) menor a 99:

$$P_n = 0.80 [0.80 f'_m (A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left[1 - \left(\frac{h}{140r} \right)^2 \right] \quad (41)$$

Para miembros con una esbeltez (h/r) mayor a 99:

$$P_n = 0.80 [0.80 f'_m (A_n - A_{st}) + f_y A_{st}] \left(\frac{70r}{h} \right)^2 \quad (42)$$

- P_u = Carga axial factorizada ($\phi = 0.90$).
- M_n = Esfuerzo de momento nominal.

Para encontrar dicho momento primero se debe de encontrar la distancia de la fibra de compresión al eje neutro (denominada «c») de tal forma que los momentos provocados por los esfuerzos resultantes de la zona en compresión, y las varillas a tensión sea igual a 0. Una vez realizado este paso.

Figura 38: Capacidad a momento nominal de un muro de mampostería reforzado [1].

$$\begin{aligned} M_n &= T (\text{brazo de palanca}) - M (\text{brazo de palanca}) \\ &= A_s f_y (\text{brazo de palanca}) - [0.80 f'_m b a (\text{brazo de palanca}) + A_s f_s (\text{brazo de palanca})] \end{aligned}$$

- M_u = Carga de momento factorada ($\phi = 0.90$).
- P_b = Esfuerzo de carga axial balanceada

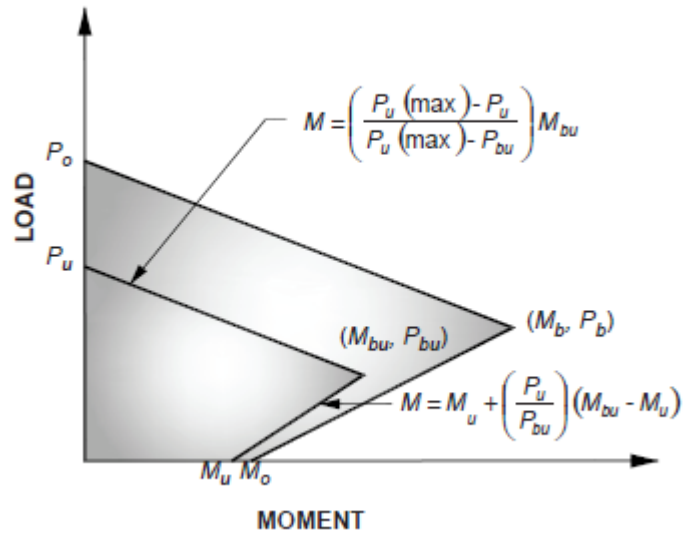
Carga axial necesaria para realizar una falla balanceada, o sea que el elemento alcance su deformación máxima a compresión y fluencia en las varillas a tensión, al mismo tiempo. Para realizar este cálculo se deberá de encontrar un «c» balanceado, y calcular el esfuerzo que hace cada varilla. Una vez determinado esto se restarán las varillas tensionadas a las compresionadas. Dicho procedimiento se especifica mejor en el capítulo 6.8 de [1].

- P_{bu} = Carga axial balanceada factorada ($\phi = 0.90$).
- M_b = Esfuerzo de momento nominal balanceado.

Momento necesario para llevar a cabo una falla balanceada. Se calculará de una manera similar al M_u .

- M_{bu} = Carga de momento balanceado factorado ($\phi = 0.90$).

Figura 39: Diagrama de interacción genérico simplificado [1].



Una vez determinados todos los puntos del diagrama, se grafican la combinación de solicitaciones a la cual se ve expuesto el muro, y se determina si está adentro de la zona permitida.

Es importante resaltar que el refuerzo vertical debe de ser al menos $\frac{1}{3}$ del refuerzo horizontal, y que ninguna sección del muro debe de tener una capacidad nominal a momento menor a $\frac{1}{4}$ del momento crítico del muro [3].

Revisión de momento de agrietamiento

Como su nombre lo indica, es el momento necesario para agrietar la sección de un muro. Esta revisión no es requerida por el [3] para muros, sin embargo muchos estructurales diseñan para que la capacidad nominal a momento sea mayor a esta.

$$M_{cr} = S \left(\frac{P}{A} + fr \right) \quad (43)$$

Revisión de capacidad por corte

La capacidad a corte de un muro de mampostería depende la suma de la capacidad en sí de la mampostería, más la que le otorga el refuerzo implementado.

En las secciones 3.3.4.1.2.1 y 3.3.4.1.2.2 del [3] se definen las ecuaciones para calcular la capacidad a corte de la mampostería y del refuerzo respectivamente.

$$V_{nm} = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_{nv} \sqrt{f' m} + 0.25 P_u \quad (44)$$

$$V_{ns} = 0.5 \left(\frac{A_v}{S} \right) f_y d_v \quad (45)$$

$$V_n = V_{nm} + V_{ns} \quad (46)$$

Esta capacidad tiene un límite superior, debido a que a partir de esa cantidad de refuerzo el acero no aumenta la capacidad a corte del muro. Estos límites son determinados en la sección 3.3.4.1.2 del [3] de la siguiente manera:

Si $\left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \leq 0.25$, entonces:

$$V_u \leq 6 A_{nv} \sqrt{f' m} \quad (47)$$

Si $\left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \geq 1$, entonces:

$$V_u \leq 4 A_{nv} \sqrt{f' m} \quad (48)$$

Si el valor máximo de V_n está en medio de ambas ecuaciones, se debe de interpolar. También es importante tomar el $\frac{M_u}{V_u * d_v}$ como positivo y no mayor a 1.

Revisión de límites de refuerzos máximos

Una vez más, para asegurar la ductilidad necesaria en el muro, se debe de revisar que el refuerzo vertical no sobrepase el máximo permisible.

En el caso de un muro especial, el máximo permisible es definido como que la deformación de la fibra extrema del muro, sea al menos 4 veces mayor a la deformación d fluencia del acero (0.002069 para acero 60 *ksi*). Para muros intermedios el límite es 3 veces mayor, y para ordinarios 1.5 veces.

Revisión comportamiento del muro

Si el resultado entre la relación de la capacidad a momento y a corte del muro $\left(\frac{M_u}{V_u * d_v} \right)$ es menor a 1, significa que el muro está controlado por el corte, de lo contrario su falla está determinada por flexión.

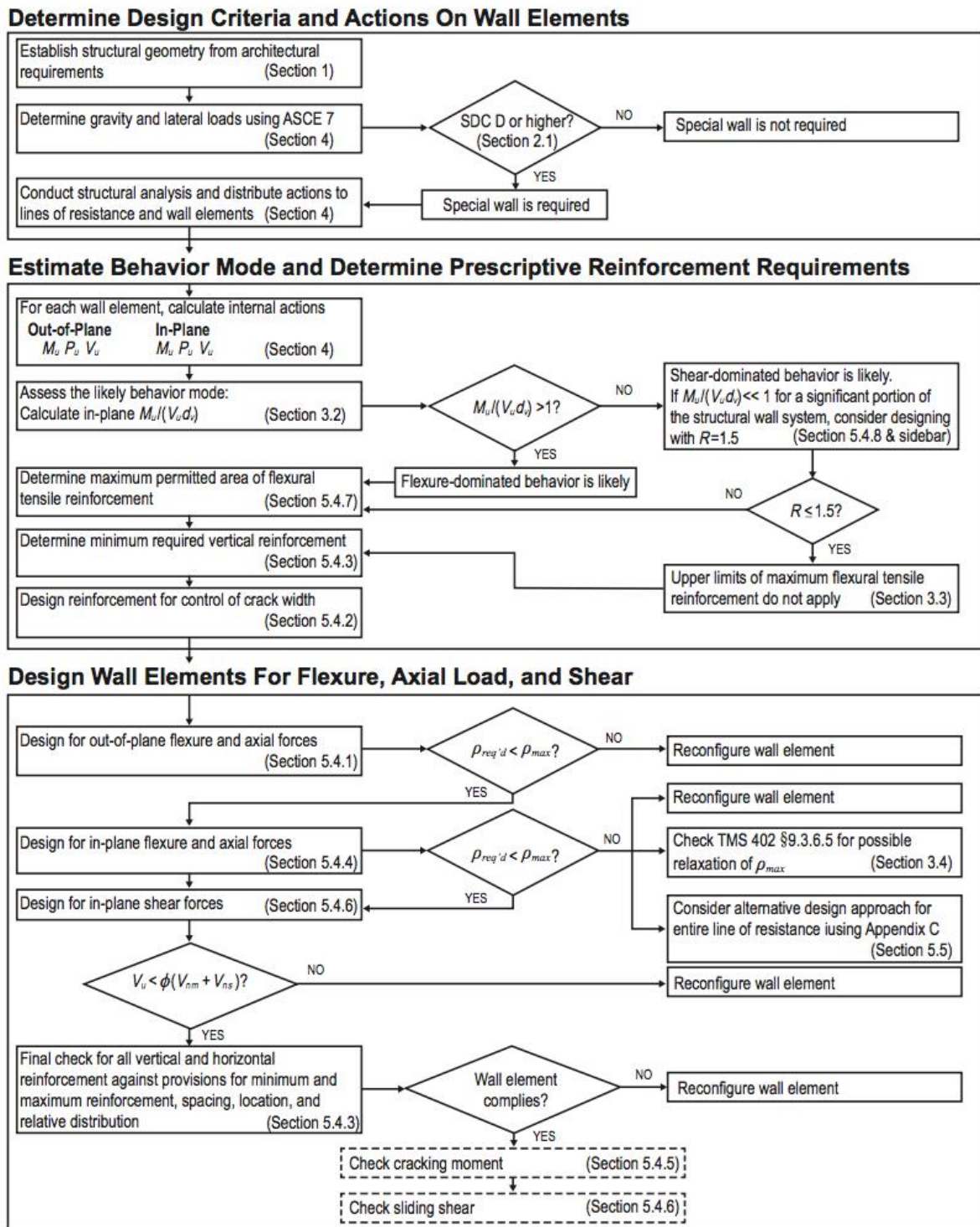
Lo que se busca es que un muro esté gobernado por flexión, ya que las fallas por corte son súbitas. El mismo [3] trata de influenciar un comportamiento del muro gobernado por flexión, con las prescripciones de refuerzos y dimensiones impuestas.

Teniendo esto en cuenta, el diseñador debe de revisar por cuál esfuerzo está gobernado su muro, si este es gobernado por corte se podrán tomar en cuenta las siguientes consideraciones para cambiar esta situación:

- Incrementar el refuerzo a corte si es posible.
- Reducir el refuerzo vertical al mínimo requerido, para que este cumpla con la demanda del momento factorado y la prescripción de los requerimientos mínimos de refuerzo.
- Incrementar la capacidad a corte utilizando un lechareado completo del muro.
- Incrementar el espesor del muro para incrementar su capacidad a corte, o ajustar la altura del mismo y/o su longitud para incrementar sus proporciones.

Si ninguna de estas opciones logran cambiar el comportamiento del muro, se debe de aceptar que este está gobernado por corte y se deberá de analizar nuevamente la estructura con un factor «R» menor.

Figura 40: Diagrama de flujo sobre los pasos en el diseño de muros especiales de corte de mampostería reforzada [15].



2. Muros de mampostería con refuerzo confinante

A pesar de ser dos sistemas distintos con el inter-bloque, tal y como se menciona en el capítulo A, la esencia es la misma, lograr otorgarle al muro capacidad a flexión mediante un par de fuerzas. Este par de fuerzas es la compresión, resistida por la mampostería, y la tensión, tomada por el refuerzo ya que se asume que la mampostería no trabaja a tensión.

Capacidad nominal axial

Para el cálculo de la capacidad axial, el [5] propone la siguiente ecuación. Es importante resaltar que aunque, la capacidad a momento solo es otorgada por las mochetas, la capacidad axial sí depende el muro en general.

Si $h/r < 99$:

$$P_n = \phi * 0.80 * \left(0.80 * f' m * \left(1 - \frac{H}{40 * e} \right)^2 \right) \quad (49)$$

Además de la carga axial, [5] chequea un posible fallo fuera del plano por pandeo, con carga gravitacional y con carga sísmica.

$$Pn_{gav} = \phi * 0.18 * A_n * f' m \quad (50)$$

$$Pn_{sis} = \phi * 0.20 * A_n * f' m \quad (51)$$

Diseño a flexo-compresión

Para definir las dimensiones de la mocheta, y la cantidad de refuerzo que usar, el [10] propone una ecuación de cálculo rápido para diseñarlas.

Las dimensiones mínimas de la mocheta, tanto en ancho como el largo es el espesor del muro. A partir de esta área mínima, se calculó con la siguiente ecuación el área mínima necesaria según las demandas a las que se encuentra exigido el muro.

$$A_m \geq \frac{M_u + P_u L_m}{L_p \phi \sigma_{nc}} \quad (52)$$

Para definir la cantidad de refuerzo a implementar, se deberá de utilizar la siguiente ecuación.

$$A_{sm} \geq \frac{M_u - P_u L_m}{L_p \phi f_y} \geq 0.0075 A_m \quad (53)$$

En el caso de que el muro sea más largo que alto, ambas ecuaciones cambian a las presentadas a continuación:

$$A_m \geq \frac{M_u + P_u L_m}{h_p \phi \sigma_{nc}} \quad (54)$$

$$A_{sm} \geq \frac{M_u - P_u L_m}{h_p \phi f_y} \geq 0.0075 A_m \quad (55)$$

Capacidad a corte

Para el cálculo de capacidad de corte de mampostería, el [10] presenta la siguiente ecuación:

$$V_{nm} = \left[A_n \left(0.80 - 0.35 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right) \sqrt{f'_m} \right] + [0.20 P_u] \quad (56)$$

Por otro lado, el del refuerzo se calcula de la misma forma que en el [3] con la diferencia a que posteriormente el acero se agrupa en soleras debido que no está permitido colocar refuerzo entre sisas de mortero.

Por último, se calcula la resistencia final a cortante del conjunto, mampostería-refuerzo, de la siguiente forma, en donde gamma es un factor de mayoración que se toma como 1.3 cuando el muro se encuentra totalmente lechareado.

$$V_n = (V_{nm} + V_{ns}) \gamma_g \quad (57)$$

Otras consideraciones

Debido a que este método es descrito por el [5], también se tomaron en cuenta las especificaciones en distancias máximas, áreas máximas y mínimas, materiales permitidos, etc. Más adelante se describirán específicamente las especificaciones distintas que se tomaron en cuenta en este diseño contra el diseño anterior.

3. Viga

Para tener una idea de qué dimensiones tomar en cuenta, se utilizó de referencia el [16]. Una vez propuestas las dimensiones y los tipos de vigas, se realizó el diseño de los refuerzos necesarios mediante ETABS y se empataron los datos con cálculos aparte, con el fin de corroborar los datos obtenidos.

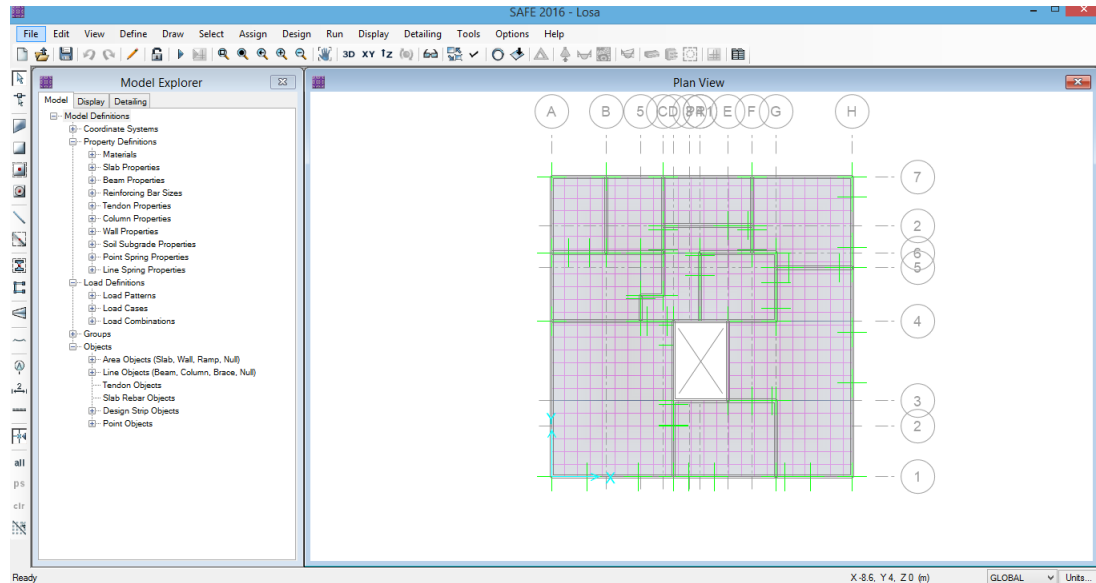
Una vez determinados los refuerzos a flexión y corte, se recurrió al [6] para definir los detalles restantes, tales como longitud y radio del gancho, longitud de desarrollo, longitud de empalmes, entre otros.

4. Losa

En el caso de la losa, se propuso un espesor determinado que cumpliera con las deflexiones máximas permitidas según el [6], y después se recurrió a la utilización de otro *software* llamado SAFE. Este programa se utiliza para el cálculo de losas y cimentaciones.

De la misma manera, se obtuvo el refuerzo requerido y se chequearon espaciamientos máximos, porcentaje de acero mínimo, refuerzo por fraguado y temperatura, también descritos en el [6].

Figura 41: Modelación de la losa en el programa SAFE.

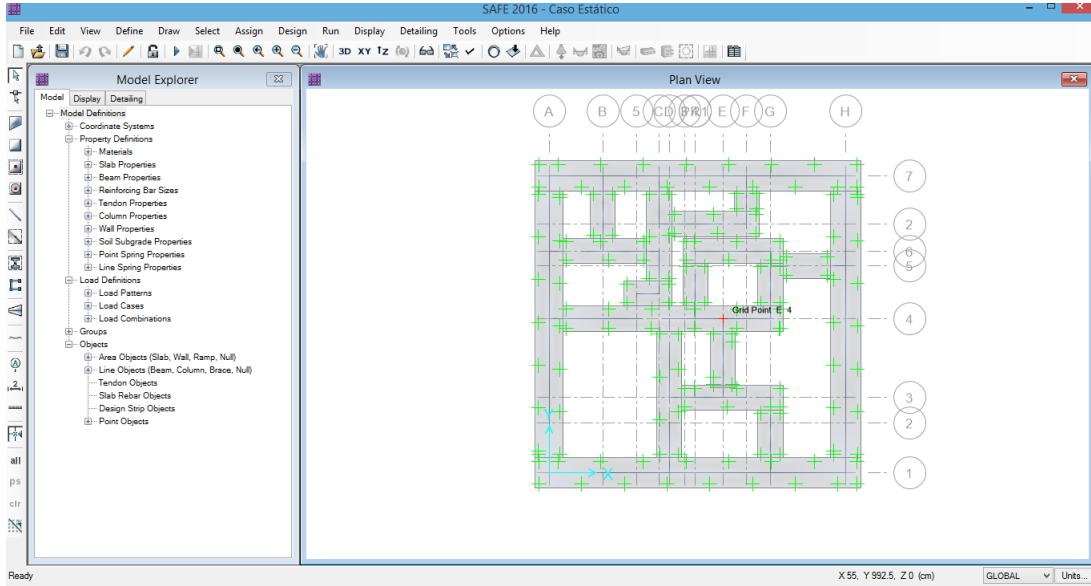


5. Cimientos corridos

Debido a que no se vio la necesidad de implementar muros, toda la cimentación fue diseñada por medio de cimientos corridos. También se utilizó SAFE para la determinación del refuerzo requerido, y se determinó mediante cálculos las dimensiones de cada cimiento.

Se tuvo que tomar en cuenta las posibles propiedades del suelo en el que se iba a cimentar, que el suelo no trabaja a tensión, esfuerzos máximos permisibles, esfuerzos internos de corte, entre otros. Al igual que los demás elementos, se utilizó el [6] para el detallado estructural.

Figura 42: Modelación de la cimentación en el programa SAFE.



Análisis y discusión de resultados

La investigación tuvo como objetivo efectuar el análisis estructural de un sistema de muros de carga de alta ductilidad de mampostería reforzada de cuatro niveles, mediante la normativa nacional y la estadounidense. Esto con el fin de observar el comportamiento de la estructura, y al mismo tiempo observar la diferencia entre ambas normativas.

Se partió de una hipótesis planteada por el FHA, en donde una estructura mayor a tres niveles diseñada mediante muros de mampostería reforzada no puede resistir las demandas sísmicas y/o gravitacionales a las que se ve demandada. Sin embargo, luego de realizar el análisis y diseño sísmico, se pudo demostrar que sí se puede llevar a cabo.

Sin embargo se debe de aclarar que hubo ciertos factores que influyeron en esta conclusión, los cuales no suelen ser muy comunes a la hora de realizar un proyecto constructivo. Se presentan a continuación:

- Se llevó a cabo un diseño de una estructura con una simetría muy alta. Por tal motivo, se puede suponer que no se presentan irregularidades en planta ni en elevación.
- Debido al punto anterior, las excentricidades presentes fueron pocas, por lo que se puede decir que la torsión a la que estaba expuesta la estructura no era significativa.
- La densidad de muros en ambos ejes, tanto en x como en y , fue bastante alta. Esto otorgó bastante rigidez a la estructura.

En el proceso se fueron comparando tanto los requisitos y factores prescritos por ambas normativas, como los resultados obtenidos en la implementación de cada una de ellas. Se expuso cómo afectaban estas diferencias y en qué proporciones tenían algún efecto. Estos puntos se desarrollaron en las siguientes secciones.

A. Análisis sísmico respecto ASCE y AGIES

Es importante aclarar que la comparación realizada entre ambas normativas para el análisis sísmico, no hizo referencia a la forma en que cada una realiza el cálculo, sino los criterios que se tomaron en cuenta a la hora de escoger los factores. También se comparan los valores finales obtenidos.

Cuadro 7: Comparación entre factores utilizados en la determinación del espectro de respuesta sísmica según [8] y [6].

| AGIES | ASCE 7-16 |
|--|---|
| El coeficiente de sitio para periodos cortos (F_a) es igual a 1 en clase de sitio D. | El coeficiente de sitio para periodos cortos (F_a) debe de ser al menos de 1.2 en clase de sitio D, cuando no se haya hecho un estudio de suelos. |
| Factor de modificación de respuesta sísmica (R) igual a 4 para sistema estructural E2 (muros de mampostería reforzada de alta ductilidad). | Factor de modificación de respuesta sísmica (R) igual a 5 para un sistema estructural de muros especiales de corte reforzados |
| El factor de importancia no se presenta como tal, sin embargo se encuentra implícito en el factor K_d , ya que este es el resultado de $(\frac{2}{3} * I)$. | El valor de importancia para una estructura de categoría de riesgo II, es igual a 1. |
| Se debe de utilizar el periodo aproximado (T_a) a no ser que se utilice el método de Rayleigh y este sea menor a $(1.4 * T_a)$ | Existe un factor C_u el cual depende de la sismicidad del lugar. El periodo a utilizar debe de ser igual a $(T_a * C_u)$. |

Se pueden observar cuatro factores que varían significativamente:

- El factor de sitio « F_a ». Como se mencionó en el cuadro anterior, cuando no se ha realizado un estudio de suelo el [6] norma incrementar en un 20% el valor usual.
- La diferencia del «R» entre ambas normativas. En este sistema en específico el [8] castiga en un 5% la capacidad de respuesta sísmica de la estructura.
- El factor de importancia «I». En la normativa [8] se utiliza implícito en el factor K_d , sin embargo asigna el mismo factor de importancia para obras «esenciales» e «importantes» con un valor de 1.25. Existe un valor de K_d con un factor de importancia equivalente al 1.5, sin embargo no es obligatorio utilizarlo por lo que queda a discreción del ingeniero utilizarlo. Por su parte el [6] asigna un valor de 1.25 a categorías equivalente a «importantes» y 1.5 equivalentes a «esenciales» sin opción de escoger uno por el ingeniero.
- Periodo a utilizar «T». En la normativa [6] el periodo, cuando es aproximado (T_a), debe de ser multiplicado por un factor C_u . Esto debido a que suele ser un dato muy conservador y suele arrojar a las aceleraciones de la meseta, incrementando notablemente el cortante basal. Al multiplicarlo el periodo aproximado por C_u , el periodo se desplaza y presenta una aceleración menor, por ende menos cortante basal. En la

normativa [8] no se permite hacer esta reducción a menos que se calcule el periodo por otro método. Aún así, el periodo se encontró en la meseta del espectro, con o sin su amplificación del factor C_u , por lo que esta discrepancia entre normativas no tuvo repercusión alguna.

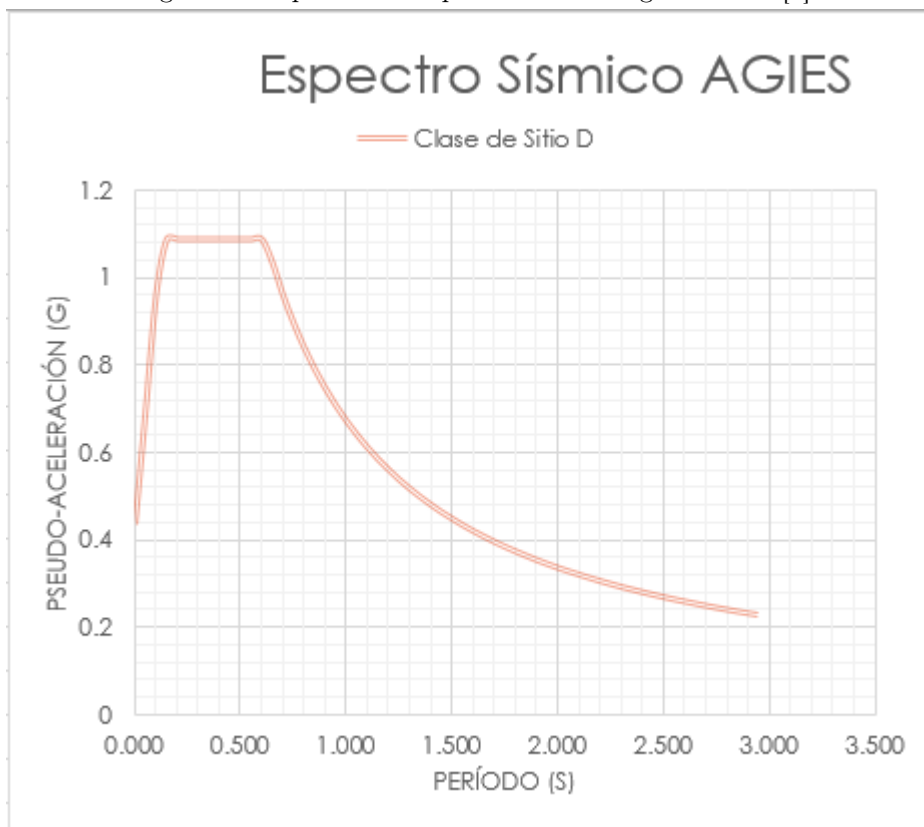
Cuadro 8: Valores obtenidos en el cálculo del espectro de respuesta sísmica según AGIES [8].

| Factor | Valor |
|----------------|--------------|
| I_o | 4.3 |
| S_{cr} | 1.65 g |
| S_{1r} | 0.60 g |
| Clase de obra | Ordinaria |
| NPS | D |
| Clase de sitio | D |
| F_a | 1.0 |
| F_v | 1.7 |
| k_d | 0.66 |
| S_{cd} | 1.09 g |
| S_{1d} | 0.67 g |
| T_s | 0.62 s |
| T_o | 0.12 s |
| R | 4 |
| C_d | 3.5 |
| C_s | 0.27 |
| Cortante Basal | 142.33 tonf |

Criterios tomados en cuenta en ambas normativas:

- Debido a que se supuso como ubicación una zona altamente sísmica, como lo es el municipio de Escuintla, se utilizaron sus factores sísmicos según el mapa de zonificación sísmica de [8]. El [6] tiene únicamente estos datos para Estados Unidos, por lo que se volvieron a utilizar los de AGIES para el análisis estadounidense.
- Se categorizó la estructura como tipo ordinaria, debido a que su falla podría representar amenazas a la vida humana. No se consideró tampoco como categoría importante debido a que su falla no representaba un impacto en la economía del país.
- Se asumió una clase de sitio D debido a la ausencia de un estudio de suelos.

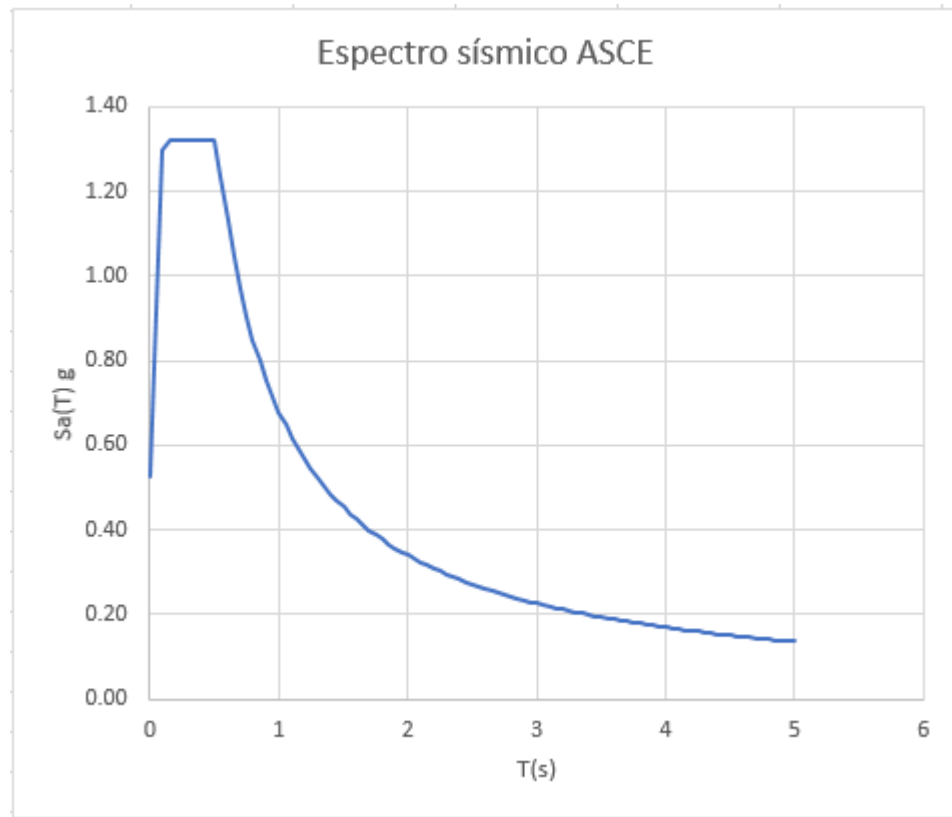
Figura 43: Espectro de respuesta sísmica según AGIES [8].



Cuadro 9: Valores obtenidos en el cálculo del espectro de respuesta sísmica según ASCE [6].

| Factor | Valor |
|---------------------|-------------|
| I_o | 4.3 |
| S_{cr} | 1.65 g |
| S_{1r} | 0.60 g |
| Categoría de riesgo | II |
| I | 1 |
| SDC | D |
| Clase de sitio | D |
| F_a | 1.2 |
| F_v | 1.7 |
| S_{ds} | 1.32 g |
| S_{d1} | 0.68 g |
| T_s | 0.51 s |
| T_o | 0.10 s |
| R | 5 |
| C_d | 3.5 |
| C_s | 0.26 |
| Cortante Basal | 138.01 tonf |

Figura 44: Espectro de respuesta sísmica según ASCE [6].



A pesar de las variaciones desarrolladas en el Cuadro 7, la diferencia entre los cortantes basales calculados resultó ser muy pequeña. Por esta razón, los valores de esfuerzos internos del muro, presentados en el Cuadro 12, fueron muy similares.

Sin embargo, para realizar los cálculos se utilizó la misma demanda en ambos casos para que la comparación pudiera ser representativa. En este caso se escogió el espectro que mayor demanda generaba, el cual fue el del [8].

Cuadro 10: Desplazamientos máximos laterales de la estructura.

| AGIES | ASCE 7-16 |
|----------|-----------|
| 12.10 mm | 10.69 mm |

Cuadro 11: Derivas máximas de la estructura.

| AGIES | ASCE 7-16 |
|------------|------------|
| 4.2 E-3 mm | 3.5 E-3 mm |

Las derivas permisibles calculadas según la Figura 35, son iguales a 21 mm. Comparando los resultados del Cuadro 11 con el valor permisible, se puede asegurar que la estructura cumple por derivas y que es muy rígida tal y como se mencionó al comienzo de este capítulo.

Cuadro 12: Esfuerzos internos del muro «PY-B» del nivel 1 obtenidos mediante el programa ETABS.

| AGIES | ASCE 7-16 |
|--|--|
| Carga axial última máxima (P_u): 77.49 kip | Carga axial última máxima (P_u): 76.54 kip |
| Corte máximo en el plano (V2): 20.32 kip | Corte máximo en el plano (V2): 18.56 kip |
| Momento de volteo (M3): 1,319.33 kip*in | Momento de volteo (M3): 1,214.79 kip*in |

B. Diseño sísmico de muros de mampostería reforzada respecto a ACI y AGIES

A continuación se presentan diferencias entre los requerimientos mínimos y máximos de los materiales a utilizar para una edificación en mampostería, las dimensiones y las características del refuerzo permitido.

Cuadro 13: Comparación entre consideraciones de materiales, dimensiones y distribución de refuerzo - Parte 1

| AGIES | ACI 530 |
|--|--|
| Se prefiere realizar un diseño de muros confinados. | Se prefiere realizar un diseño de muros inter-bloque. |
| Para un nivel de protección «D», no se especifica una altura máxima determinada, sino que depende de los cálculos realizados y de la norma de seguridad estructural «NSE 7.9». | Para una categoría de sismo de diseño tipo «D» o superior, se podrán diseñar únicamente estructuras de muros de carga especiales de mampostería reforzada. Estos tienen un límite de altura de 160 ft (49 m), lo que equivale a un aproximado de 14 niveles. |
| La capacidad nominal a corte únicamente puede ser provista mediante la implementación de soleras. Se deberá de poner al menos una intermedia, ya se fundida o con bloques «U». | La capacidad nominal a corte puede ser provista mediante varillas entre las sisas de mortero horizontales o cables de acero de refuerzo. No se utilizan soleras intermedias. |
| No existe un ancho mínimo especificado, pero el que se comercializa de menor dimensión es de 14 cm (6 in). | El ancho mínimo permitido del bloque a utilizar en edificios con más de dos niveles debe de ser de 8 in (20 cm). |

Cuadro 14: Comparación entre consideraciones de materiales, dimensiones y distribución de refuerzo - Parte 2

| AGIES | ACI 530 |
|--|---|
| El bloque hueco de concreto estructural mínimo permitido es el tipo C. Sin embargo, cuando no se ha realizado un ensayo de prisma en condiciones de obra, se deberá reducir la resistencia a compresión de la mampostería ($f'm$) a un 70 %. | El ASTM C90 requiere una resistencia a compresión de la mampostería ($f'm$) de al menos 1,500 psi. Esto equivale a un bloque «A» con mortero «M» en Guatemala. |
| La capacidad mínima a compresión del <i>grout</i> para bloques huecos de concreto tipo B o menor debe ser de al menos 2,500 psi. Para bloques A o mayores de 3,000 psi. | La capacidad mínima a compresión del <i>grout</i> debe de ser de al menos 2,000 psi o al menos igual a la resistencia del bloque a utilizar. |
| La separación máxima entre «pines» debe ser menor a 5 veces el ancho de la unidad de mampostería utilizada. | La separación máxima entre «pines» tanto verticales como horizontales, debe ser el menor entre 48 in., $L/3$ y $H/3$. |
| El refuerzo menor permitido es el estructural, varilla #3. | No se permite utilizar refuerzo a flexión ni a corte menor al área de una varilla #4. |
| Después de realizar las combinaciones de carga ya no existe otro factor que aumente las demandas estructurales. | Para muros de mampostería reforzada de tipo especial, el cortante último dentro del plano deberá de ser multiplicado por un factor de 1.5. No es necesario aumentar el momento de volteo. |
| La suma del refuerzo vertical y horizontal debe de ser de al menos 0.002 de la sección de la pared. Y ninguno de los dos puede ser menor al 0.0007. | Complementado lo que utiliza AGIES, el acero vertical debe de ser al menos $1/3$ del acero horizontal. |
| Dependiendo de la proporción del tablero de pared (L/h), se debe distribuir más refuerzo vertical para cortante en paredes altas, y más refuerzo horizontal en paredes bajas. | La cantidad de refuerzo se determina únicamente mediante cálculos. |
| Se aumenta un 1.3 la capacidad nominal a corte del muro de mampostería cuando todas las celdas de bloque estén rellenas de <i>grout</i> . | No se aumenta la capacidad nominal a corte. |

Cuadro 15: Comparación entre consideraciones de materiales, dimensiones y distribución de refuerzo - Parte 3

| AGIES | ACI 530 |
|---|--|
| No existe una condicional extra para el valor nominal del corte. | Se delimita a que la capacidad nominal a corte del muro sea mayor a 1.25 veces el corte generado por el momento, y menor a 2.5 veces el corte último al que es expuesto. |
| No se permite la utilización de muros esbeltos (h/r mayor a 99). | Dependiendo de la esbeltez del muro (si h/r es mayor o menor a 99) se utiliza una ecuación para el cálculo de capacidad nominal axial. |

La principal diferencia entre el contexto constructivo de Estados Unidos y de Guatemala es la disponibilidad de materiales. En las estructuras de mampostería, no se requieren concretos de alta capacidad ($f'c$ de 3,000 psi usualmente) ni aceros muy resistentes (f_y de 40,000 psi), sin embargo la capacidad de los bloques sí es de suma importancia, ya que este elemento es el que le otorga en su mayor parte la capacidad axial, a corte y momento a la estructura.

Esta razón es la que causa que en Guatemala se prefiera depender de la capacidad del concreto y el refuerzo, mediante un sistema de refuerzo confinante, por encima de la capacidad en sí de los bloques.

En el siguiente cuadro se expone un comparativa entre las ecuaciones utilizadas para determinar las capacidades nominales de un muro de mampostería según la demanda a la que es sometida. Conjuntamente se agrega el valor obtenido para comparar no solamente el aspecto teórico sino que también el numérico.

Para el diseño se tomaron en cuenta los siguientes criterios en ambas normativas:

- Se utilizó bloque clase B, con un mortero tipo S, con un $f'm$ equivalente a 520 psi ($36 \frac{kgf}{cm^2}$).
- Como lo menciona la norma [5], se redujo a un 70% la capacidad del $f'm$ debido a falta de ensayos en práctica del prisma en condiciones de obra.
- Debido a que se esperó una baja capacidad de parte de los muros, se propuso totalmente lechareada.
- El espesor equivalente, tomando en cuenta la esbeltez de los muros, fue de 17.42 cm.
- Se utilizó una resistencia del concreto, $f'c$, de 3000 psi ($210 \frac{kgf}{cm^2}$).
- La resistencia utilizada del acero de refuerzo, f_y , fue de 40,000 psi ($2,800 \frac{kgf}{cm^2}$).
- El factor de reducción para flexión, ϕ , que se utilizó fue 0.90 en ambos casos para que se pudieran comparar resultados. Para el diseño con el [5] se utilizó de 0.80 debido a que este se utiliza con sistema de refuerzo confiando.

- El factor de reducción para cortante, ϕc , que se utilizó fue 0.60 en ambos casos.
- Las combinaciones de carga utilizadas fueron la CR1, CR2, CR4 y CR5 según [8] y la 1,2,6 y 7 según el [6]. Para predimensionamiento de cimientos se utilizaron la CCS1, CCS3 y CCS4 según [8] y sus equivalentes en la norma estadounidense.

Tal y como se ha ido mencionando durante la investigación, el diseño según el momento nominal del muro es diferente entre el [6] y el [5], por lo que no se consideró pertinente comparar estos cálculos.

Figura 45: Capacidades nominales del muro «PY-B» del nivel 1 obtenidos mediante el programa ETABS.

| CARGA | AGIES | ACI |
|-------------------|---|--|
| Axial | $P_{n1} = \phi * 0.80 * \left(0.80 * f'c * m * \left(1 - \frac{H}{40 * e} \right) \right)^2$ | $P_{n1} = \phi * 0.80 * [0.80 * f'c * m * (A_n * A_{st}) + f_y * A_{st}] \left[1 - \frac{H}{140 * e} \right]^2$ |
| | 196.64 kip | 296.69 kip |
| Axial (gravidad) | $P_{n1} = \phi * 0.18 * A_n * f'c * m$ | ----- |
| | 68.69 kip | ----- |
| Axial (sismo) | $P_{n1} = \phi * 0.20 * A_n * f'c * m$ | ----- |
| | 76.33 kip | ----- |
| Corte mampostería | $V_{nm} = \left[A_n * \left(0.80 - 0.35 * \left(\frac{M_u}{V_u * d_u} \right) \right) * \sqrt{f'c * m} \right] + [0.20 * P_u]$ | $V_{nm} = \left[4 - 1.75 * \left(\frac{M_u}{V_u * d_u} \right) \right] * A_n * \sqrt{f'c * m} + [0.25 * P_u]$ |
| | 57.86 kip | 82.19 kip |
| Corte refuerzo | $V_{ns} = 0.5 * \left(\frac{A_v}{s} \right) * f_y * d_v$ | $V_{ns} = 0.5 * \left(\frac{A_v}{s} \right) * f_y * d_v$ |
| | 30.74 kip | 31.03 kip |
| Corte | $V_n = (V_{nm} + V_{ns}) * Y_g$ | $V_n = V_{nm} + V_{ns}$ |
| | 58.21 kip | 63.86 kip |

Haciendo referencia al contexto nacional en el tema de materiales, expuesto anteriormente, se puede observar claramente cómo las capacidades nominales de los muros que dependen de la capacidad del bloque utilizado (cargas axiales y corte tomado por la mampostería), son castigados entre un 30 % a 35 %. Mientras que la capacidad a corte por el refuerzo es prácticamente la misma.

También se debe mencionar que en Guatemala se realiza un chequeo para posible falla fuera del plano por pandeo, sin embargo el [6] no lo toma explícitamente en cuenta, debido a que el sistema inter-bloque le otorga mayor rigidez al muro que un sistema de refuerzo confinante.

A continuación se presenta un cuadro exponiendo la demanda y capacidad del muro mencionado para ambas normativas.

Cuadro 16: Relación demanda/capacidad del muro «PY-B» del nivel 1 mediante diseño con las normativas AGIES NSE 7.4 [5] y ACI 530 [3].

| Carga | | AGIES | | ACI | |
|---------------------|-----------|------------|----------|------------|---------|
| Axial | Demanda | 77.49 kip | 39.00 % | 77.49 kip | 26.12 % |
| | Capacidad | 196.64 kip | | 296.69 kip | |
| Axial gravitacional | Demanda | 53.27 kip | 77.55 % | | |
| | Capacidad | 68.69 kip | | | |
| Axial sismo | Demanda | 77.49 kip | 101.50 % | | |
| | Capacidad | 76.35 kip | | | |
| Corte | Demanda | 20.32 kip | 34.90 % | 30.48 kip | 47.73 % |
| | Capacidad | 58.21 kip | | 63.86 kip | |

A pesar de cumplir sobradamente en casi todos los aspectos, se puede observar cómo el muro no es capaz de soportar el pandeo para cargas sísmicas según la normativa guatemalteca. Es por esta razón que se tuvo que aumentar la categoría del bloque a uno tipo «A».

Por último se presenta la capacidad nominal a momento del muro mencionado, según la normativa estadounidense.

Cuadro 17: Relación de demanda/capacidad según momento nominal del muro «PY-B» del nivel 1 según normativa ACI [3].

| | | |
|-----------|-----------------|---------|
| Demanda | 1,319.33 kip*in | 28.80 % |
| Capacidad | 3,073.27 kip*in | |

C. Comparación entre normativas ASCE/ACI y AGIES

En las secciones anteriores del presente capítulo, se detallaron las consideraciones cualitativas y cuantitativas de cada una de las normativas, para el análisis y diseño de una estructura de mampostería. Sin embargo, no se presentaron puntualmente las ventajas y desventajas de utilizar una u otra normativa con base a un criterio profesional.

Es por este motivo que a continuación se presenta un cuadro con el contraste de ciertos temas seleccionados, resumidos del análisis anteriormente desarrollado, con el fin de poder otorgarle al lector fundamentos para que pueda decidir qué características de cada normativa considera más beneficiosas.

Cuadro 18: Tabla comparativa entre normativas de AGIES [8] y ASCE/ACI [6] [3].

| Tema | Comparación |
|---|---|
| Análisis estructural | <p>En la normativa AGIES no se permite multiplicar el periodo aproximado por un factor dependiendo de la ubicación del proyecto como en el ASCE, sino que depende del método utilizado para el cálculo del periodo. Esto, sumado a que el factor R en estructuras de mampostería de alta ductilidad para AGIES es 4, mientras que en el ASCE es 5, da como resultado un cortante basal mucho más grande en la normativa AGIES comparado con el ASCE.</p> |
| Metodología de diseño de muros de mampostería | <p>El ASCE fomenta un diseño «inter-bloque», mientras que AGIES uno «confinado».</p> <p>El [3] menciona la existencia de estudios que evidencian una mejor respuesta estructural de parte del muro cuando se distribuye el refuerzo de una manera más compacta, que cuando se utilizan varillas de mayor diámetro a un mayor espaciamiento. Esto debido a que los esfuerzos se distribuyen de una forma más uniforme, además de optimizar la utilización del espacio disponible del muro. Por ende, es más recomendable la filosofía del ASCE, sobretodo en una zona altamente sísmica.</p> |
| Diseño de muros de mampostería | <p>En términos de cantidad y ubicación de refuerzo, así como de calidad de los materiales utilizados, el ACI es más exigente que la normativa de AGIES, tal y como se demuestra en los cuadros 13, 14 y 15.</p> <p>Sin embargo, AGIES castiga las capacidades nominales correspondientes a la mampostería en muros (flexión, pandeo y corte tomado por la mampostería) según se detalla en la figura 45.</p> |
| Aspectos constructivos | <p>El que no se deba de rellenar a cada cierta distancia los bloques con <i>grout</i>, y además, que el acero a corte se tenga que agrupar debido a que AGIES prohíbe colocar varillas entre las cisas de los bloques, hace que la construcción de un muro según la normativa de AGIES sea más fácil. Además, no requiere mano de obra tan calificada, por lo que es otra ventaja sobre lo exigido en el ACI.</p> |
| Aspecto económico | <p>Es necesario desglosar este tema en tres puntos. Primero, en la fase de análisis estructural, es sumamente más costoso cuando se realiza según las especificaciones de AGIES. La única manera en la que este aspecto no influya, como ocurrió en esta investigación, es que la aceleración del espectro se encuentre en la meseta en ambas normativas. Sin embargo esto sucede cuando la estructura es muy rígida, característica poco común, por lo que utilizando la normativa ASCE es más probable optimizar el análisis estructural de un proyecto constructivo.</p> <p>Segundo, debido a que el refuerzo «inter-bloque» demanda <i>grout</i> en las celdas en donde se deben de colocar varillas, y a que se tiende a requerir mayor cantidad de varillas de refuerzo por lo estricto de la norma ASCE en el diseño, suele ser más caro realizar el diseño de los muros de mampostería según la normativa del ASCE.</p> |

Cuadro 19: Tabla comparativa entre normativas de AGIES [8] y ASCE/ACI [6] [3] -Parte 2.

| Tema | Comparación |
|-------------------|--|
| Aspecto económico | <p>Por último, debido a que es más laborioso construir un muro de mampostería con refuerzo «inter-bloque», puede resultar más caro si se rige bajo la normativa ASCE.</p> <p>Que una normativa tenga ventaja económica sobre otra en una mayor cantidad de temas, no significa que en general vaya a resultar más beneficiosa económicamente. Es importante enfatizar en que es necesario realizar un análisis económico específico, ya que cada punto representa un porcentaje diferente de inversión, y cada proyecto tiene características distintas, por lo que a simple vista no es factible determinar qué normativa tiende a desarrollar proyectos constructivos más caros.</p> |

D. Validación de prácticas constructivas en Guatemala

El tipo de construcción domiciliar a pequeña escala que predomina en Guatemala, es el de mampostería debido a su practicidad. Es por este motivo, por la poca participación de profesionales de ingeniería civil en el diseño, y por el alto costo que esto supone a la mayoría de clientes, que profesionales expertos en el tema han desarrollado diseños simplificados de casas. Tal es el caso del ingeniero Héctor Monzón con la redacción del [16] dirigido a técnicos en construcción. Estos manuales de diseño simplificado proponen dimensiones y requerimientos mínimos que deben de tener los elementos estructurales dependiendo de algunas de las características de la estructura.

La mayoría de este tipo de proyectos se suelen realizar basados en la experiencia del maestro de obra encargado. El principal problema con esto, es que suelen identificar una tendencia de dimensiones y ubicación de elementos estructurales en un edificio con la experiencia, sin embargo sin cálculos no existe certeza de una construcción correcta.

Como se demostró en la presente investigación, ningún edificio tiene las mismas condiciones que otro, por lo que no es válido realizar suposiciones de un edificio con base al diseño anterior de otro. Es por eso que se resalta que haber demostrado en estos cálculos que se puede diseñar un edificio de cuatro niveles en Guatemala, no significa que todos los edificios de cuatro niveles vayan a cumplir. Una vez más, depende de las condiciones específicas a las que la estructura se encuentre limitada.

Aun apoyándose en el [16], se encuentra la desventaja de que el proyecto debe de cumplir con todas las limitaciones que este dicta para que pueda ser utilizado. Una de estas limitantes es que las edificaciones que sobrepasan tres niveles no pueden ser diseñadas mediante dicho manual.

Por otro lado, el FHA prohíbe explícitamente en el [17] el diseño de edificaciones con más de tres niveles construidos con mampostería, ya que estos serán aceptables únicamente en estructuras de concreto armado o acero. Inclusive, únicamente tiene normas para edificaciones de dos niveles, debido que el diseño de una estructura de tres niveles debe de ser

analizada por la misma institución para que pueda ser aprobada.

Estos dos recursos son los más implementados a la hora de realizar un diseño «informal» de una casa de mampostería, sin embargo, ninguna aplica en el caso de la siguiente investigación. En el caso del [16] no se prohíbe el diseño de una casa de cuatro casas, únicamente no se recomienda. Por el otro lado el [17] sí lo prohíbe, por lo que la presente investigación puede ser constancia de que sí es posible realizar dicha meta bajo ciertas condiciones.

Por parte del diseño «formal», se cuenta con las normativas de AGIES. Para mampostería específicamente se encuentra la norma de seguridad estructural [5], mientras que para otros elementos de concreto se utiliza la norma de seguridad estructural 7.1, la cual cita específicamente el [6] con algunos cambios propuestos.

La comparación entre la normativa de diseño de mampostería estadounidense y guatemalteca se llevó a cabo en los cuadros 13, 14 y 15. A pesar de las diferencias entre ellas, el diseño se pudo realizar exitosamente con las dos. Aunque estudios han determinado que es preferible distribuir el refuerzo en varillas de refuerzo con espaciamientos más pequeños, que cumplir con la misma área requerida utilizando varillas de mayor diámetro pero más espaciadas entre ellas. Se hace este comentario ya que el sistema inter-bloque busca específicamente esta distribución de refuerzo más homogéneo, debido a que logra una mejor distribución de esfuerzos y un mayor aprovechamiento de toda la sección del muro también.

E. Detalles estructurales de elementos críticos

Figura 46: Sección transversal de viga tipo «V1».

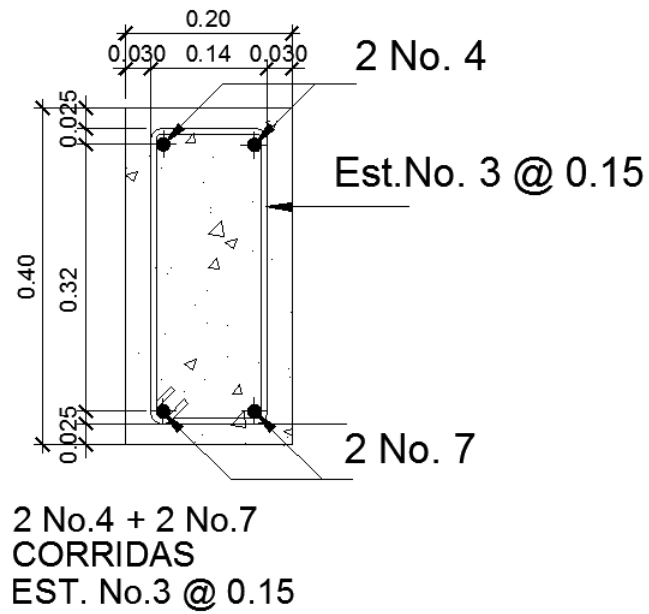


Figura 47: Sección longitudinal de viga tipo «V1».

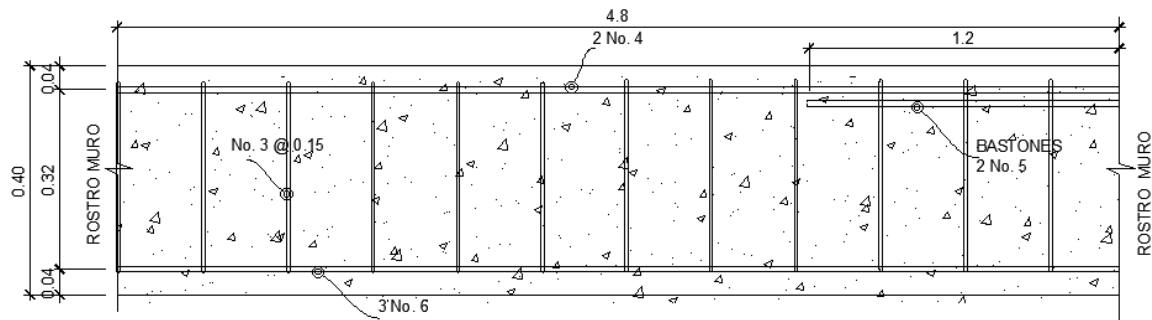


Figura 48: Planta típica del edificio con ubicación de vigas y losa.

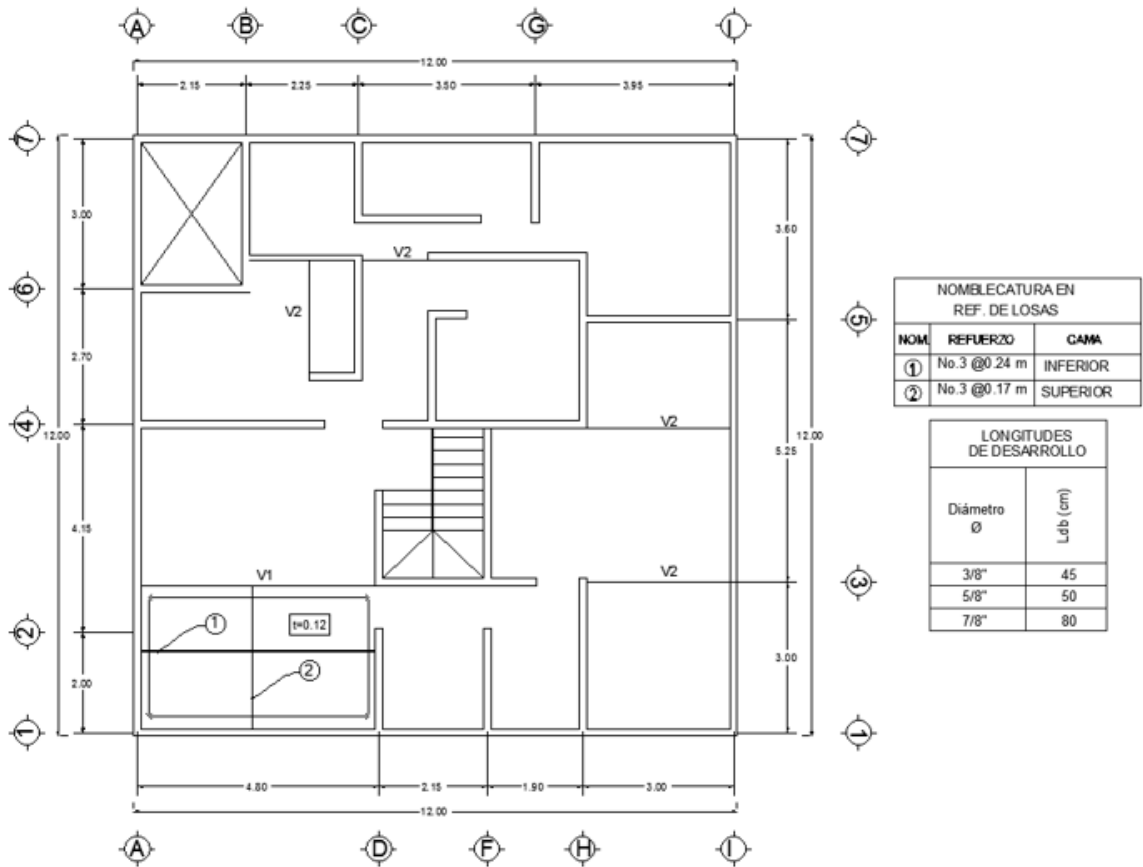


Figura 49: Detalle de unión losa-muro.

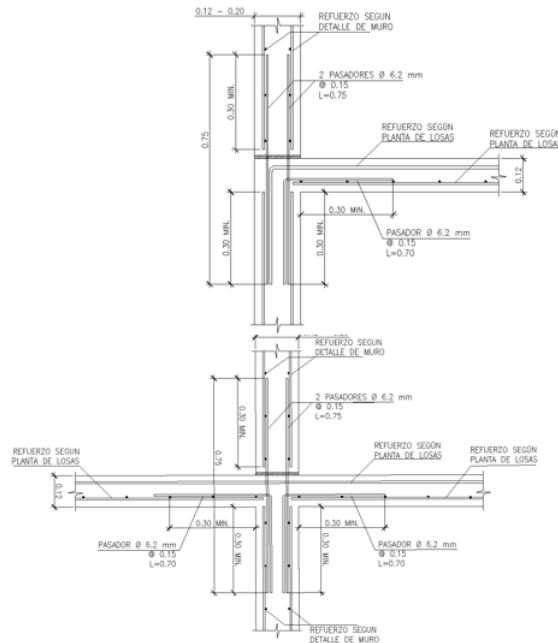


Figura 50: Planta de ubicación de cimientos corridos.

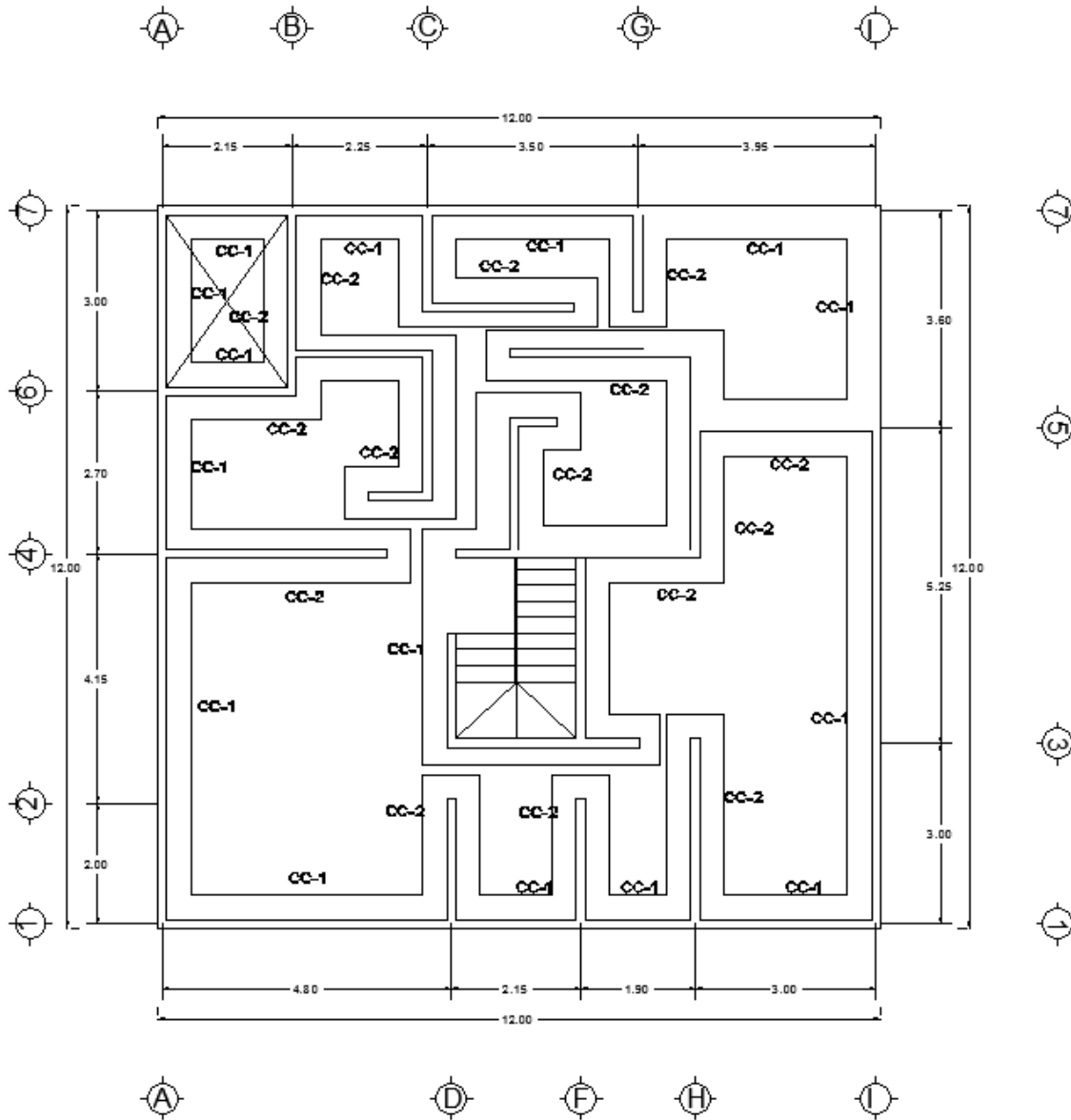


Figura 51: Detalles de cimientos tipo «C.C.-1» y «C.C.-2»

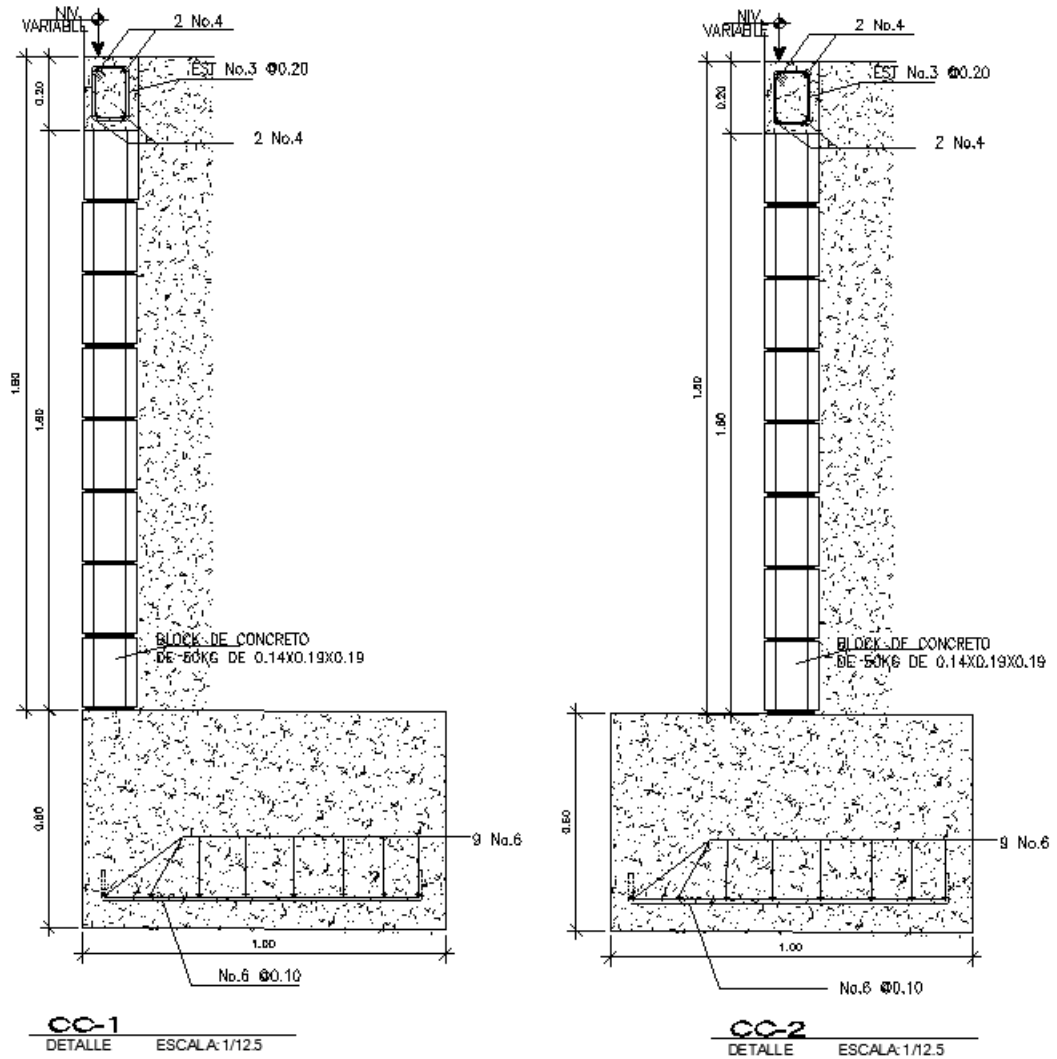


Figura 52: Elevación del muro «PY-B» según diseño del ACI 530.

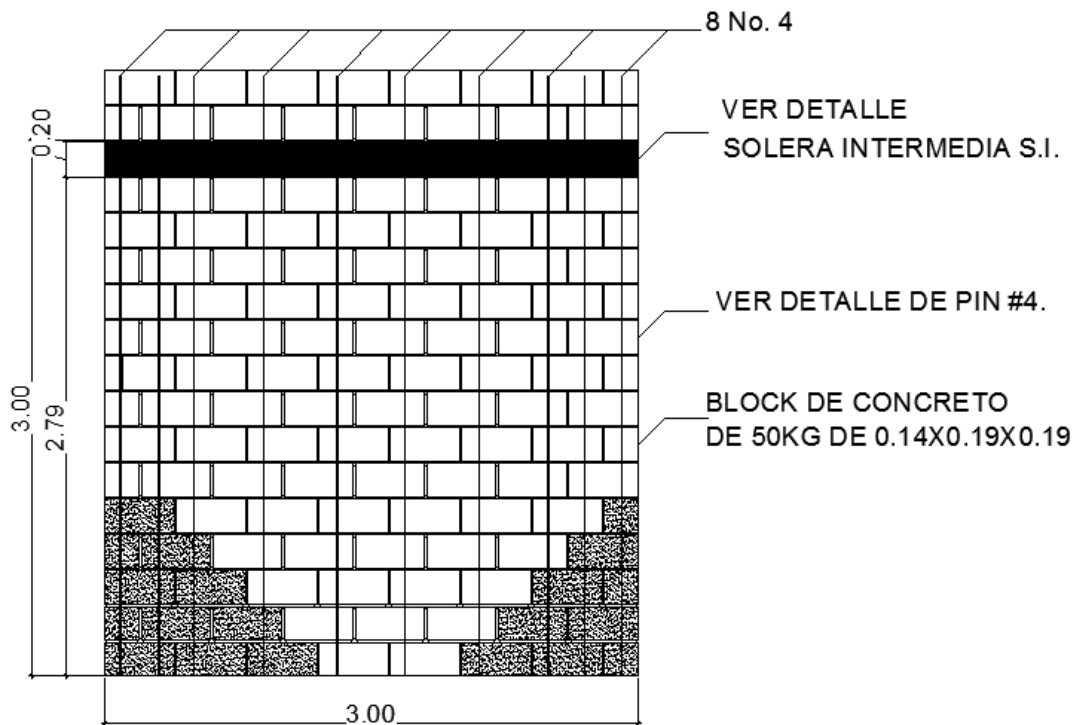


Figura 53: Detalle de elementos de borde según ACI 530.



Figura 54: Sección del muro «PY-B» según diseño del ACI 530.

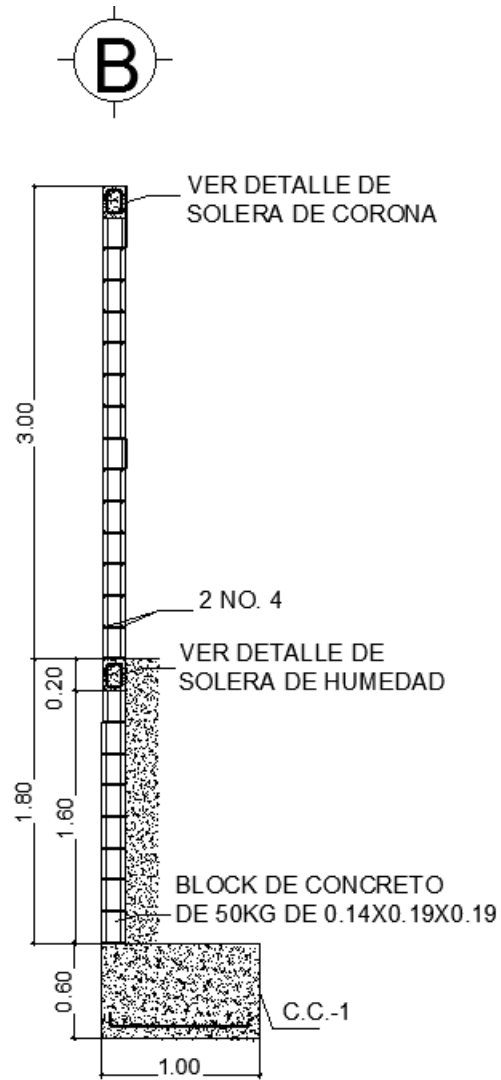


Figura 55: Elevación del muro «PY-B» según diseño del AGIES NSE 7.4.

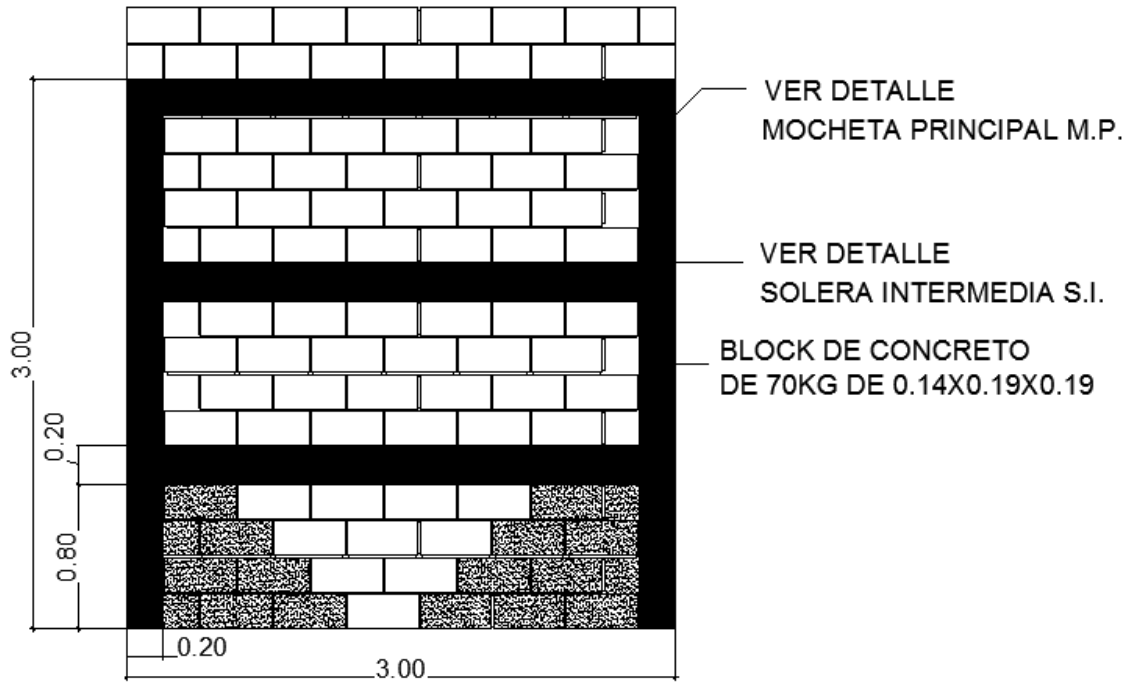
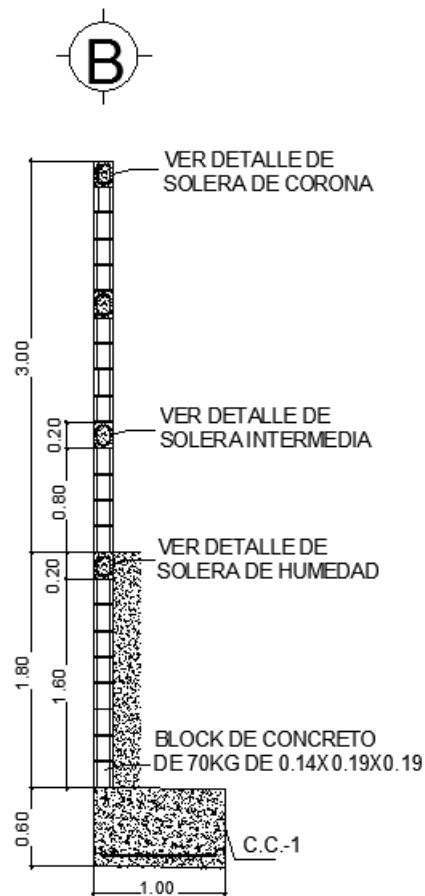


Figura 56: Detalles de elementos de confinamiento vertical y horizontal según AGIES NSE 7.4.



Figura 57: Sección del muro «PY-B» según diseño del AGIES NSE 7.4.



- Se realizó exitosamente el análisis y diseño de un edificio de mampostería reforzada de cuatro niveles en una zona altamente sísmica de Guatemala, como lo es el departamento de Escuintla. Se tiene que tomar en cuenta que la estructura utilizada presentó una alta rigidez estructural debido a su gran simetría y densidad de muros, características poco comunes en proyectos constructivos. Es por este motivo que no se debe generalizar la conclusión de que se puede diseñar cualquier estructura de cuatro niveles en Guatemala.
- En Guatemala se llevan a cabo más prácticas constructivas «informales» que «formales» para edificaciones, sobretodo de mampostería. Esto es perjudicial, debido a que en las prácticas informales pocas veces se cumplen los requisitos sísmicos detallados por las normativas nacionales e internacionales, en especial cuando no se utilizan manuales de diseños simplificados. En los casos en los que sí se disponga a utilizar manuales de diseño, se puede correr el riesgo de que la estructura no cumpla con las limitantes de aplicación del mismo manual, tal y como sucedió en esta investigación.
- La principal diferencia entre las consideraciones de diseño según el ACI 530 y el NSE 7.4 de AGIES, son las propiedades de los materiales requeridos. Esto debido a que Estados Unidos cuenta con una mayor disponibilidad de distintos materiales y de mucha más resistencia. Por otro lado Guatemala se ve restringida, por lo que castiga entre un 30 % a un 35 % las capacidades nominales de los muros que dependen de la mampostería y no del refuerzo.
- El sistema de mampostería reforzada en Guatemala, se trabaja como «refuerzo confinante», debido a que así se ha acostumbrado durante mucho tiempo y porque se prefiere depender de las capacidades del concreto y del refuerzo que las de la mampostería. Por parte de Estados Unidos, se utiliza el sistema «inter-bloque», ya que contribuye a una mejor distribución de esfuerzos y se aprovecha de manera óptima la sección del muro.
- AGIES propone un diseño de muros menos estricto que el ACI en términos de cantidad y ubicación del refuerzo, así como de calidad de los materiales, por lo que en

los aspectos constructivos también representa menor dificultad. Sin embargo, castiga las capacidades nominales de sus muros, realiza de una manera muy conservadora el análisis estructural a comparación de la norma estadounidense, y se apega al diseño por «refuerzo confinante» cuando se ha demostrado que el sistema «inter-bloque» es más eficaz.

- Se insta a la comunidad de ingenieros civiles de Guatemala, y a todas las comunidades afines, a realizar investigaciones sobre mampostería reforzada en el país, debido a que por la falta de información respecto a este tema es que la normativa nacional (AGIES) toma tantas medidas conservadoras en el análisis y diseño.
- A la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES), se le recomienda fomentar el diseño de los muros de mampostería reforzada según el sistema «inter-bloque», agregando los cálculos que conllevan aplicar dicho sistema en el manual NSE 7.4.
- A la Universidad del Valle de Guatemala, se le incita a agregar cursos de diseño en mampostería en el pènsum, debido a que es el sistema de construcción más utilizado a nivel domiciliario en Guatemala. Así como la implementación de la metodología BIM, para un modelado y gestión del proyecto optimizado.
- Mientras no se cuente con información generada según investigación nacional, se recomienda realizar el diseño inicial de una edificación según la normativa AGIES. Sin embargo, si se desea alcanzar un diseño optimizado, se debe realizar un cálculo más detallado según la normativa ASCE/ACI.
- La estructura utilizada durante la investigación presentó una rigidez estructural mayor a lo común, por lo que se recomienda realizar el análisis de una estructura más irregular y con menor densidad de muros.
- La normativa estadounidense menciona que el sistema de refuerzo de mampostería «inter-bloque» distribuye mejor los esfuerzos que el sistema de refuerzo «confinado», por lo que se recomienda realizar un contraste económico entre ambos sistemas y analizar si es económicamente más rentable en Guatemala realizar el diseño de los muros de mampostería con este sistema.

-
- [1] J. E. Amrhein y Masonry Institute of America, *Reinforcing steel in masonry: details, construction, specifications*, English. Los Angeles: Masonry Institute of America, 1982, OCLC: 16126801, ISBN: 978-0-940116-02-3.
 - [2] H. Monzón, *Manual de diseño sismo-resistente simplificado. Mampostería de block de concreto para Guatemala*. Español. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2014.
 - [3] American Concrete Institute, American Society of Civil Engineers, Masonry Society y Masonry Standards Joint Committee, *Building code requirements and specification for masonry structures: containing Building code requirements for masonry structures (TMS 402-11/ACI 530-11 / ASCE 5-11), Specification for mason structures (TMS 602-11 / ACI 530.1-11 / ASCE 6-11) and companion commentaries / developed by the Masonry Standards Joint Committee (MSJC)*. en. Boulder, Co.; Farmington Hills, Mi.; Reston, Va.: The Masonry Society ; American Concrete Institute ; American Society of Civil Engineers, 2013, OCLC: 860556897, ISBN: 978-1-929081-36-3.
 - [4] M. Corzo, *Notas mampostéricas de una sabandija*. Español. Guatemala, 2014.
 - [5] Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, *Norma de seguridad estructural 7.4: Diseño de mampostería reforzada*. Español. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2018.
 - [6] American Society of Civil Engineers, ed., *Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures*, English. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers, 2017, ISBN: 978-0-7844-1424-8.
 - [7] —, *Norma de seguridad estructural 3: Diseño estructural de edificaciones*. Español. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2018.
 - [8] —, *Norma de seguridad estructural 2: Demandas estructurales y condiciones de sitio*. Español. Guatemala: Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, 2018.

- [9] J. Mc Cormac y R. Brown, *Diseño de concreto reforzado*, Español. 2011, OCLC: 861524754, ISBN: 978-607-707-231-7. dirección: <http://site.ebrary.com/id/10741231> (visitado 23-07-2019).
- [10] Sistema Geológico Mexicano, *Causas, características e impactos*, Español, 2017. dirección: <https://www.sgm.gob.mx/Web/MuseoVirtual/Riesgos-geologicos/Causas-caracteristicas-e-impactos.html> (visitado 23-07-2019).
- [11] M. e. H. Instituto Nacional de Sismología Vulcanología, «Sismología», Español, pág. 21, dirección: <http://www.insivumeh.gob.gt/sismologia-2/>.
- [12] P. E. H. González, «Comparación técnica y económica en el diseño estructural de edificios de hasta 5 niveles: concreto reforzado vs mampostería reforzada», es, pág. 598, 2017.
- [13] National Concrete Masonry Association, «Seismic design and detailing requirements for masonry structures.», English, pág. 8, 2009.
- [14] American Concrete Institute, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318SUS-14)*, Español. American Concrete Institute 38800 Country Club Drive Farmington Hills, MI 48331, U.S.A.: American Concrete Institute, 2015.
- [15] G. R. Kingsley, P. B. Shing y T. Gangel, «Seismic Design of Special Reinforced Masonry Shear Walls», en, pág. 42, 2014.
- [16] H. Monzón, «DSE 4.1: Manual de diseño sismo-resistente simplificado mampostería de block de concreto para Guatemala», Español, pág. 158, 2014.
- [17] FHA, *Normas de planificación y construcción del FHA*, Español. Guatemala: FHA, 2018.

A. Cálculos

Figura 58: Cálculo de espectro de respuesta según normativa NSE 2 en el programa Excel.

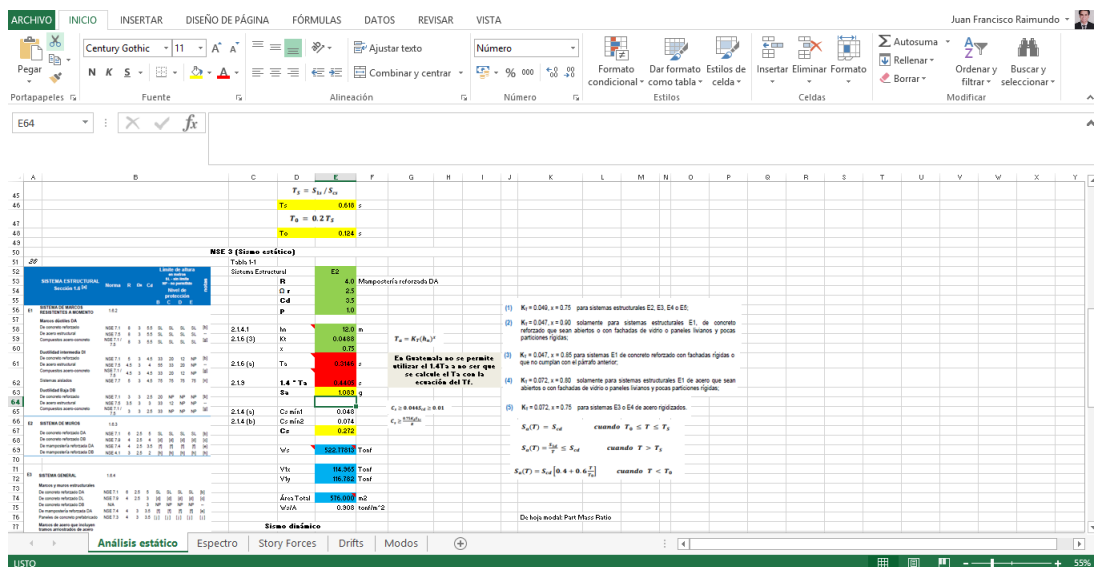


Figura 59: Cálculo de espectro de respuesta según normativa ASCE 7 en el programa Excel.

Figura 60: Hoja de cálculo de muros según normativa ACI 530 en el programa Excel.

Figura 61: Hoja de cálculo de muros según normativa NSE 7.4 en el programa Mathcad.

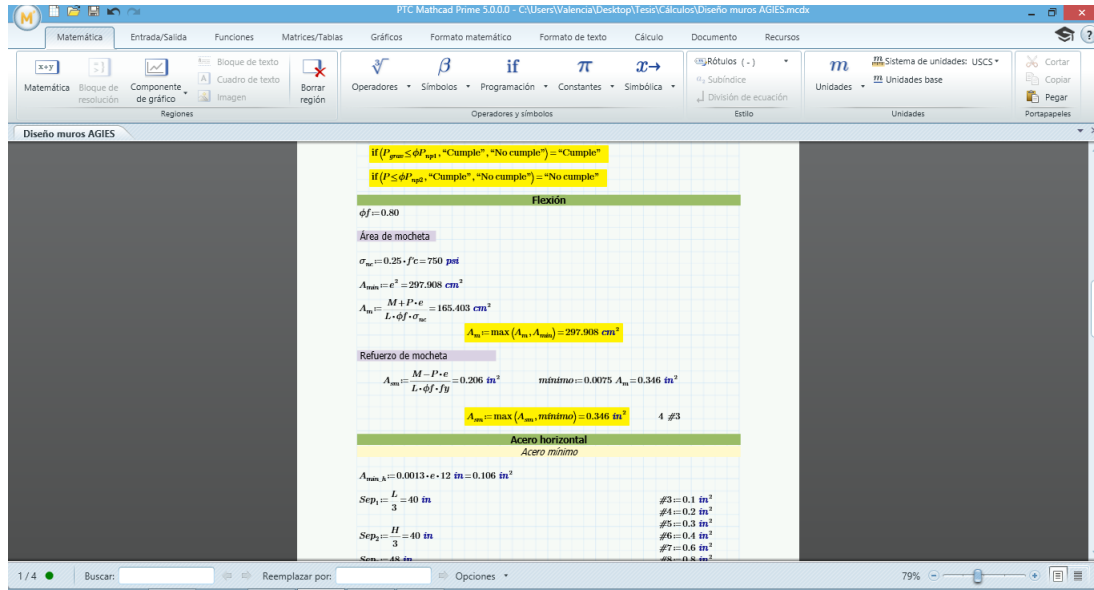


Figura 62: Hoja de cálculo de losa en el programa Excel.

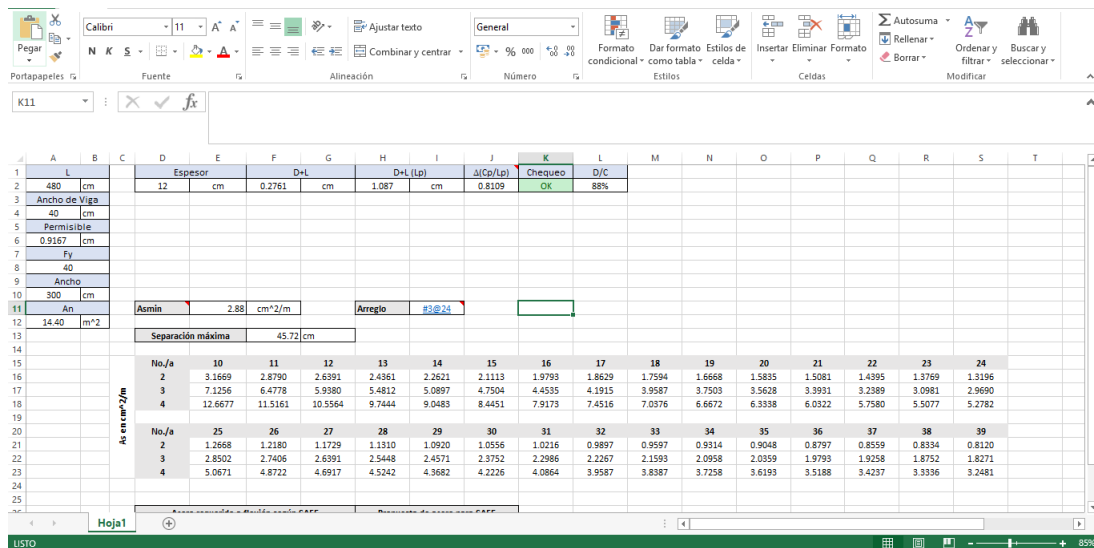


Figura 63: Hoja de cálculo de cimientos en el programa Excel.

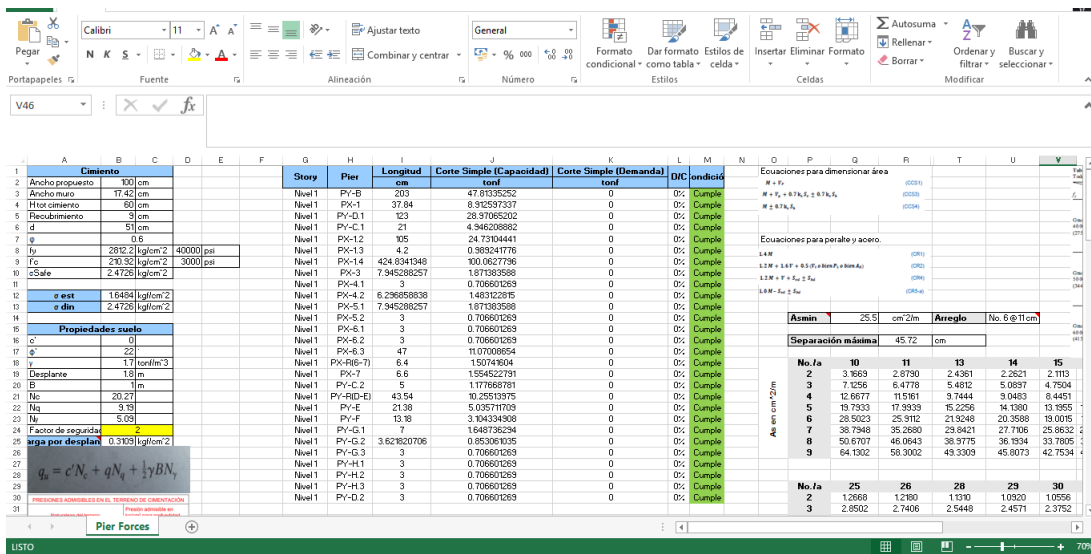


Figura 64: Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 1.

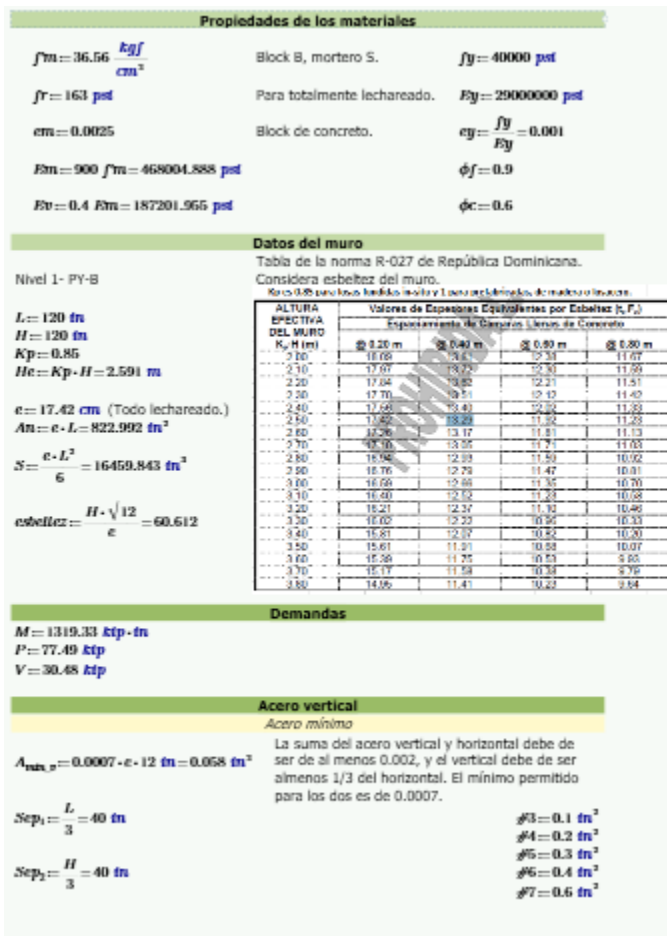


Figura 65: Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 2.

$Sep_2 = 48 \text{ in}$

$Sep_4 = \frac{\#4}{A_{min,r}} \cdot fl = 41.66 \text{ in} \quad \#4$

$Sep_{max} = \max(Sep_1, Sep_2, Sep_3, Sep_4) = 40 \text{ in}$

$Sep_{per_final} = 16 \text{ in}$

$\#Varillas = \frac{L - (2 \cdot 4 \text{ in})}{Sep_{per_final}} + 1 = 8$

$Varilla_{min,r} = \#4$

| Varilla | A_{min} | A_{eq} |
|---------|-----------|----------|
| 5 | 1.72 | |
| 4 | 1.72 | |
| 3 | 1.72 | |
| # | 1.4 | |
| 7 | 1.6 | |
| 8 | 0.8 | |
| 5 | 1.72 | |
| # | 1.72 | |
| 7 | 1.6 | |
| # | 2.2 | |
| # | 4 | |

$\#8 = 0.8 \text{ in}^2$

$\#9 = 1 \text{ in}^2$

Se supone varilla

Debido a que el máximo espaciamento permitido al comienzo del muro es 8 in, se asumió que todos los muros tienen su primer y última varilla a 4 in, y tienen una distribución simétrica según su longitud. Con estas condicionales se escogió la separación final.

Acero por volteo

$$A_{s_{vol}} = \left(\frac{Sep_{per_final} \cdot (\#Varillas - 1) \cdot \#Varillas}{2} \right) f_y = 0.074 \text{ in}^2$$

$$A_n = \frac{M}{\sum d_i f_y}$$

$Varilla_{vol} = \#3$

Resumen

Nivel 1- PY-B

$\#Varillas = 8$

$A_{s_{vol}} = \max(Varilla_{min,r}, Varilla_{vol}) = 0.2 \text{ in}^2 \quad \#4$

$A_{s_{vol_total}} = \#Varillas \cdot A_{s_{vol}} = 1.6 \text{ in}^2$

$Sep_{per_final} = 16 \text{ in}$

Diagrama de interacción

PQ

$P_2 = 0.80 \cdot f_m \cdot (A_n - A_{s_{vol_total}}) + (f_y \cdot A_{s_{vol_total}}) = 406.703 \text{ kip}$

ϕP_n

$\phi P_n = \phi f_c \cdot P_2 \cdot \left(1 - \left(\frac{e \cdot d_{ef}}{140} \right)^2 \right) = 296.693 \text{ kip}$

Equation 3.16 for $M \leq 99$ applies

$$P_n = 0.80 \phi \cdot 20 f'_c (A_g - A_s) + f_y A_s \left[1 - \left(\frac{e}{140r} \right)^2 \right]$$

(MSJC Code Eq. 3-16)

Figura 66: Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 3.

M0

$c := 12.3 \text{ m}$ Por iteración se determina el c para que haya equilibrio entre T y C. Este 'c' abarca 2 varillas en zona de compresión.

$T := A_{s_{\text{req}}} \cdot (\# \text{Varillas} - 2) \cdot f_y = 48000 \text{ lb}_f$

$C = A_s(f_{s1} - 0.80 f_m) + A_s(f_{s2} - 0.80 f_m) + 0.80 f_m b a$

$f_{s1} := \text{if}\left(E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c - 4 \text{ in}}{c}\right) > 60 \text{ ksi}, 60 \text{ ksi}, E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c - 4 \text{ in}}{c}\right)\right) = 49922.764 \text{ psi}$

$f_{s2} := \text{if}\left(E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c - (4 \text{ in} + \text{Sep}_{\text{varillas}})}{c}\right) > 60 \text{ ksi}, 60 \text{ ksi}, E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c - (4 \text{ in} + \text{Sep}_{\text{varillas}})}{c}\right)\right) = -45186.179 \text{ psi}$

$a := 0.80 \cdot c = 9.84 \text{ m}$

$C = A_{s_{\text{req}}} \cdot (f_{s1} - (0.80 \cdot f_m)) + A_{s_{\text{req}}} \cdot (f_{s2} - (0.80 \cdot f_m)) + (0.80 \cdot f_m \cdot c \cdot a) = 28615.116 \text{ lb}_f$

$\Delta := T - C = 19.385 \text{ kip}$

$M_s = (A_{s_{\text{req}}} \cdot f_y \cdot \text{cm}) - \left(0.80 \cdot f_m \cdot c \cdot a \cdot \frac{a}{2}\right) - A_{s_{\text{req}}} \cdot 4 \text{ m} \cdot (f_{s1} - (0.8 \cdot f_m)) - A_{s_{\text{req}}} \cdot (30 \text{ m}) \cdot (f_{s2} - (0.8 \cdot f_m))$

$M_0 = A_{s_{\text{req}}} \cdot (f_y \cdot (36 \text{ m} + 52 \text{ m} + 68 \text{ m} + 84 \text{ m} + 100 \text{ m} + 116 \text{ m})) - \left(0.80 \cdot f_m \cdot c \cdot a \cdot \frac{a}{2}\right) - (A_{s_{\text{req}}} \cdot 4 \text{ m} \cdot (f_{s1} - (0.8 \cdot f_m)) - A_{s_{\text{req}}} \cdot (30 \text{ m}) \cdot (f_{s2} - (0.8 \cdot f_m)))$

$M_0 = 3654.278 \text{ kip} \cdot \text{m}$

Φ M0

$\phi M_u = \phi_f \cdot M_0 = 3288.85 \text{ kip} \cdot \text{m}$

P0

$c_b = \frac{\text{cm}}{\left(\text{cm} + \frac{f_y}{E_y}\right)} \cdot (L - 4 \text{ m}) = 74.756 \text{ m}$

$a_b = 0.8 \cdot c_b = 59.804 \text{ m}$

$x_b = \left(\frac{L}{2}\right) - \left(\frac{a_b}{2}\right) = 30.098 \text{ m}$

$T = A_{s_{\text{req}}} \cdot (f_{s5} + f_{s6} + f_{s7} + f_{s8})$

$f_{s5} := \text{if}\left(E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c_b - 68 \text{ in}}{c_b}\right) > 60 \text{ ksi}, 60 \text{ ksi}, E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c_b - 68 \text{ in}}{c_b}\right)\right) \cdot -1 = -6.552 \text{ ksi}$

$f_{s6} := \text{if}\left(E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c_b - 84 \text{ in}}{c_b}\right) > 60 \text{ ksi}, 60 \text{ ksi}, E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c_b - 84 \text{ in}}{c_b}\right)\right) \cdot -1 = 8.966 \text{ ksi}$

$f_{s7} := \text{if}\left(E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c_b - 100 \text{ in}}{c_b}\right) > 60 \text{ ksi}, 60 \text{ ksi}, E_y \cdot \text{cm} \cdot \left(\frac{c_b - 100 \text{ in}}{c_b}\right)\right) \cdot -1 = 24.083 \text{ ksi}$

Figura 67: Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 4.

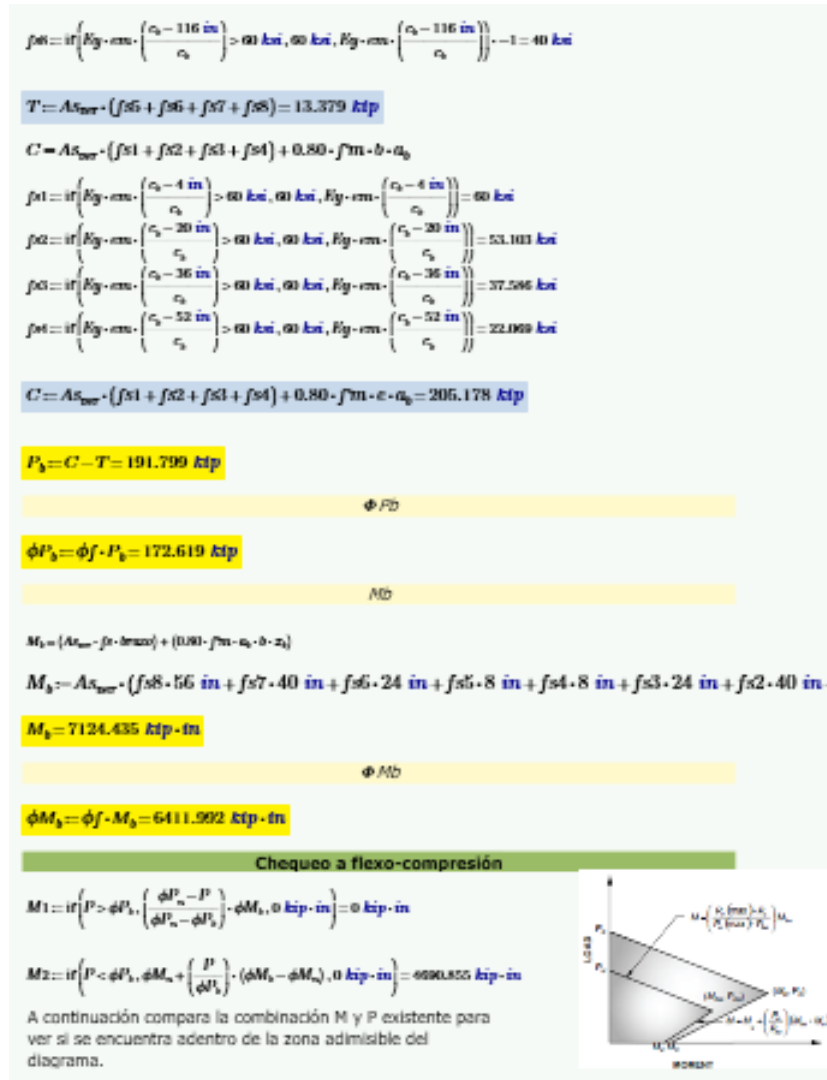


Figura 68: Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 5.

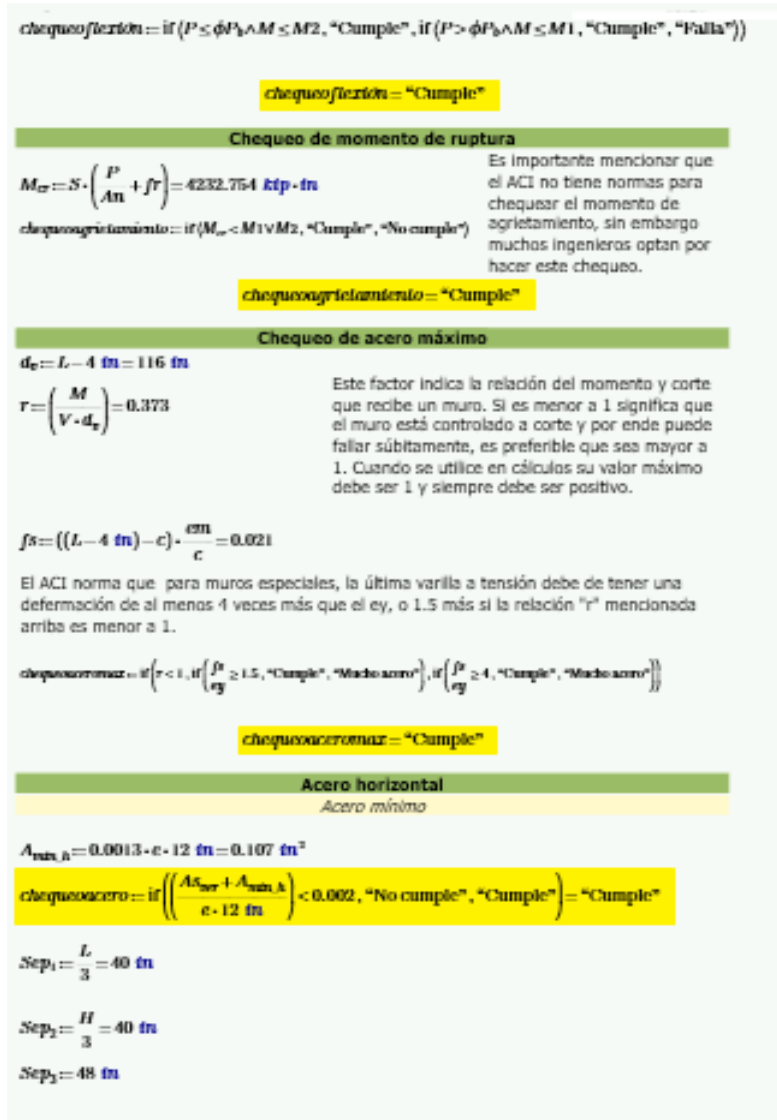


Figura 69: Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 6.

$$Sep_1 = \frac{\#4}{A_{min,h}} \cdot ft = 22.432 \text{ in} \neq 4.$$

$$Sep_{max} = \text{min}(Sep_1, Sep_2, Sep_3, Sep_4) = 22.432 \text{ in}$$

$$Sep_{h, final} = 8 \text{ in}$$

Debido a que el máximo espaciamento permitido al comienzo del muro es 16 in, se asumió que todos los muros tienen su primer y última varilla a 16 in, y tienen una distribución simétrica según su longitud. Con estas condicionales se escogió la separación final.

$$\#Varillas = \frac{H - (2 \cdot 16 \text{ in})}{Sep_{h, final}} + 1 = 12$$

$$Varilla_{min,s} = \#4$$

Vn

$$V_n = \left((4 - 1.75 \cdot r) \cdot A_n \cdot \sqrt{f_m \cdot \frac{1}{psl} \cdot post} \right) + (0.25 \cdot P) = 82.186 \text{ ktp}$$

$$V_{n, requerido} = \text{if}(V - V_n < 0 \text{ ktp}, 0 \text{ ktp}, V - V_n) = 0 \text{ ktp}$$

$$V_{n, min} = 0.5 \cdot \left(\frac{A_{min,h}}{Sep_{h, final}} \right) \cdot fy \cdot d_w = 31.027 \text{ ktp}$$

where r , shall not exceed the following:
 (1) Where $M_u/P_u \leq 0.2$:
 $r \leq 4.4 \cdot \sqrt{f'_c}$ (Equation 5-21)
 (2) Where $M_u/P_u \geq 0.2$:
 $r \leq 4.4 \cdot \sqrt{f'_c}$ (Equation 5-22)

$$x1 = \begin{bmatrix} 0.25 \\ 1 \end{bmatrix} \quad y1 = \begin{bmatrix} 6 \cdot A_n \cdot \sqrt{f_m \cdot \frac{1}{psl} \cdot post} \\ 4 \cdot A_n \cdot \sqrt{f_m \cdot \frac{1}{psl} \cdot post} \end{bmatrix}$$

$$f(r) = \text{interp}(x1, y1, r)$$

$$f(r) = 106.44 \text{ ktp}$$

$$V_n = \text{if}(r \leq 0.25, 6 \cdot A_n \cdot \sqrt{520 \cdot post}, \text{if}(r \geq 1, 4 \cdot A_n \cdot \sqrt{520 \cdot post}, f(r))) = 106.44 \text{ ktp}$$

ϕV_n

$$\phi V_n = \phi_c \cdot V_n = 63.864 \text{ ktp}$$

Figura 70: Cálculo completo del muro «PY-B» según diseño del ACI 530 utilizando el programa Mathcad. Parte 7.

Chequeo de Vn

$$\text{chequeocorte} = \text{if}(V \leq \phi V_n, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"})$$

$$\text{chequeocorte} = \text{"Cumple"}$$

$$V_{máx} = \frac{\phi M_n}{H} = 27.407 \text{ ktp}$$

El ACI norma que el valor nominal del corte debe ser menor a 2.5 veces el cortante existente y mayor a 1.25 la capacidad nominal de corte por volteo.

$$\text{chequeocortemáx} = \text{if}(2.5 \cdot V > \phi V_n \wedge \phi V_n > 1.25 \cdot V_{máx}, \text{"Cumple"}, \text{"No Cumple"})$$

$$\text{chequeocortemáx} = \text{"Cumple"}$$

Elemento de borde

$$\text{chequeo} = \text{if}(P < 0.1 \cdot A_n \cdot f_m \vee r < 1 \vee (V < 3 \cdot A_n \cdot \sqrt{f_m \cdot \frac{1}{psl} \cdot post} \wedge r < 3), \text{"Necesita elemento de borde"}, \text{"No necesita elemento de borde"})$$

$$\text{chequeo} = \text{"Necesita elemento de borde"}$$

ACI-530. *American Concrete Institute*, es la normativa que describe el diseño de estructuras de mampostería en Estados Unidos. Se basa en los lineamientos del ASCE-7. 16

AGIES. Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica. Es una entidad privada que promueve la investigación y divulgación de conocimientos en el campo de estructuras, sismología y áreas afines. 16

ASCE-7. *American Society of Civil Engineers*, es la normativa que describe las normas mínimas de diseño, y criterios asociados para edificios y estructuras relacionadas. 16

Axial. Hace referencia a una fuerza que actúa a lo largo del eje longitudinal de un miembro estructural. 57

Corte. Esfuerzo interno debido a tensiones paralelas a la sección transversal del elemento estructural. 58

Espectro. Se define como la reacción de una estructura ante una aceleración en el suelo, inducida por un sismo de diseño. Se representa gráficamente como la aceleración, en términos de la gravedad, contra el periodo de vibración de la estructura. 24

ETABS. *Software* utilizado para el análisis y dimensionamiento de estructuras o elementos. 50

FHA. Instituto del Fomento de Hipotecas Aseguradas. Su objetivo primordial es facilitar la adquisición de vivienda a las familias guatemaltecas a través de asegurar la inversión en financiamiento a largo plazo que otorgan las entidades financieras. 1

Flexión. Deformación que presenta un elemento estructural alargado en una dirección perpendicular a su eje longitudinal debido a un momento generado por cargas. 54

- Mampostería.** Sistema de construcción en donde se ensamblan verticalmente bloques o ladrillos, mediante un mortero de liga, con el fin de conformarse en un solo elemento estructural «homogéneo». 5
- Mathcad.** *Software* para matemáticas de ingeniería que permite resolver, analizar y compartir cálculos. 91
- Muros.** También denominado muro de corte, tiene la función de soportar cargas tanto gravitacionales, como laterales (sísmicas en este caso) en el plano del mismo muro. 9
- Refuerzo.** Se le dice comúnmente así a las varillas de acero aplicadas en los elementos estructurales para otorgarles capacidad a flexión y corte. 50
- SAFE.** Programa utilizado para el cálculo y dimensionamiento de losas y cimentaciones. 59
- Sismo-resistencia.** Característica de una estructura a la cual se le han aplicado técnicas de diseños y construcción con el fin de protegerla contra sismos de alta intensidad. 33
- Sismo.** Movimiento de la corteza terrestre, causado por una liberación repentina de energía acumulada en la misma, en forma de ondas sísmicas. 13