

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

**“INFLUENCIA DE LA MAMPOSTERÍA ARTESANAL EN EL
PERÍODO FUNDAMENTAL DE SISTEMAS DUALES.”**

**TRABAJO DE TITULACIÓN, PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

RODRÍGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS

kevin.rodriguez@epn.edu.ec

YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

delosmonteros.yeppez@epn.edu.ec

DIRECTOR: ING. CORREA VALLEJO MARÍA BELÉN M.Sc.

maria.corream@epn.edu.ec

CO-DIRECTOR: ING. HERNÁNDEZ RODRÍGUEZ LUIS TINERFE Ph.D.

luis.hernandezr@epn.edu.ec

Quito, agosto 2022

DECLARACIÓN

Nosotros, **Rodríguez Quinto Kevin Andrés y Yépez Espinosa de los Monteros Francisco Roberto**, declaramos que el trabajo aquí descrito es de nuestra autoría, que no ha sido previamente presentada para ningún grado o calificación profesional y que hemos consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.

La Escuela Politécnica Nacional puede hacer uso de los derechos correspondientes a este trabajo, según lo establecido por la Ley de Propiedad Intelectual, por su Reglamento y por la normatividad institucional vigente.

**Rodríguez Quinto
Kevin Andrés**

**Yépez Espinosa de los Monteros
Francisco Roberto**

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue desarrollado por Kevin Andrés Rodríguez Quinto y Francisco Roberto Yépez Espinosa de los Monteros, bajo nuestra supervisión.



**M.Sc. Ing. María Belén
Correa Vallejo**

DIRECTORA DEL PROYECTO



**Ph.D. Ing. Luis Tinerfe
Hernández Rodríguez**

CODIRECTOR DEL PROYECTO

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a mis padres Marco Vinicio y Rosa Elena por mostrarme el camino que debo de seguir y ayudarme cuando este tuvo obstáculos, los cuales pensaba que no podía superarlos y con su apoyo logre hacerlo, a mis hermanos Marco Vinicio (Jr) y Arly Pamela por brindarme alegría y dicha desde pequeño hasta ahora que culmino una etapa más en mi vida y a toda mi familia por estar siempre presentes en el desarrollo de mis estudios y la culminación de los mismos.

Agradezco a mis amigos que siempre estuvieron en los buenos y malos momentos de todo este trayecto, desde mis amigos del colegio Gaby, Jeimy, Sebas y Christian quienes estuvieron en las primeras salidas y lloradas. Mis “esperancitos” Adri, Majo y Fer, fieles amigos que la universidad puso en mi camino con quienes disfrutamos de alegrías, tristezas y amarguras, pero siempre estuvimos el uno para el otro. Agradezco a mis amigos de las pasantías con quienes logramos muchos éxitos Melissa y Vinicio y también a los que conocí en Guayaquil gracias a mi primo Guillermo, Celso, Pedro y Daniela.

Y una mención especial a mi compañero de tesis Francisco con quien nos esforzamos para poder dar este gran paso a nuestras vidas profesionales como ingenieros.

Un agradecimiento especial a la Ing. María Belén Correa que gracias a ella tuve las bases necesarias para mi camino como ingeniero. Al Dr. Luis Hernández que durante los años nos indicó cual debe ser la formación de un ingeniero.

Agradezco a la universidad Politécnica Nacional y a la facultad de Ingeniería Civil, por tener esta bella carrera y dar las bases para conocer todas sus ramificaciones y campos de aplicación.

Kevin Andrés Rodríguez Quinto

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a Dios por permitirme concluir esta etapa. A mis padres Luis y Mariana por apoyarme y ser el ejemplo de lo que algún día espero llegar a ser. A mis hermanos Jorge, Lorena, Beto y al resto de la familia por acompañarme en cada momento. A mis abuelitos Rosa y Alberto, que desde el cielo me hacen sentir su calor dándome paz en momentos que lo necesito recordándome cuando estaban junto a mí. A las personas que han formado parte de este proceso: Jossy, Kate, Tami, Ronny, Sami, Sebas, Paola y Miguel haciendo que el día a día sea divertido. A Renata por ser incondicional durante todo este tiempo.

A la Ing. María Belén Correa por su apoyo para el presente trabajo y su firme entrega a la docencia. Al Dr. Luis Hernández por su conocimiento y apertura a los estudiantes.

A la facultad de Ingeniería Civil y a la Escuela Politécnica Nacional, por ser la cuna donde se formó esta bella profesión.

A todos mencionados y a los que faltan. Gracias totales.

Francisco Roberto Yépez Espinosa de los Monteros

ÍNDICE

DECLARACIÓN	I
CERTIFICACIÓN	II
AGRADECIMIENTOS	III
AGRADECIMIENTOS	IV
ÍNDICE	V
ÍNDICE DE TABLAS	X
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
RESUMEN	XV
ABSTRACT	XVI
CAPÍTULO 1	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos	2
1.3. Alcance	2
1.4. Justificación	3
CAPÍTULO 2	5
2.1. Mampostería en el Ecuador	5
2.1.1. Origen y procedencia	5
2.1.2. Mampostería de bloque	6
2.1.3. Clasificación y usos	7
2.1.3.1. Mampostería reforzada	7
2.1.3.2. Mampostería parcialmente reforzada	7
2.1.3.3. Mampostería simple (no reforzada)	8
2.1.3.4. Mampostería de muros confinados	8
2.1.3.5. Clasificación de bloques de concreto	9
2.1.3.6. Clasificación de bloques, de acuerdo con su densidad	9
2.1.4. Características mecánicas	10
2.1.4.1. Resistencia a la compresión	10
2.1.4.2. Resistencia a la tensión	10
2.1.4.3. Módulo de elasticidad	10

2.1.4.4.	Módulo de Poisson	11
2.2.	Sismicidad en Ecuador	11
2.2.1.	Espectro elástico de diseño	12
2.2.2.	Cortante basal de diseño	13
2.2.2.1.	Factor de importancia	14
2.2.2.2.	Factor de reducción de respuesta	14
2.2.3.	Eventos sísmicos importantes en Ecuador.....	16
2.2.4.	Daños graves en mampostería confinada	17
2.3.	Sistemas estructurales	18
2.3.1.	Elemento estructural	18
2.3.1.1.	Vigas	18
2.3.1.2.	Columnas	18
2.3.1.3.	Muros	19
2.3.1.4.	Cimentación	20
2.3.1.5.	Losas	20
2.3.2.	Estructura	21
2.3.3.	Sistemas estructurales.....	21
2.3.4.	Sistemas estructurales duales	21
2.3.4.1.	Con muros de concreto	22
2.3.4.2.	Con diagonales rigidizadores	22
2.4.	Características propias de sistemas duales.....	22
2.5.	Métodos de análisis estructurales.....	23
2.5.1.	Análisis lineales	23
2.5.1.1.	Análisis estático.....	24
2.5.1.2.	Análisis dinámico.....	24
2.5.2.	Análisis no lineales	24
2.5.2.1.	Niveles de desempeño	25
2.5.2.2.	Curva de capacidad	26
2.5.3.	Modelación de mampostería.....	27
2.5.3.1.	Micromodelación	27
2.5.3.2.	Macromodelación.....	28
2.5.3.3.	Modelo histerético de Pívor	30

2.6.	Estado del arte	32
2.7.	Estados límites de servicio	33
2.7.1.	Derivas	33
2.7.2.	Deflexiones	34
2.7.3.	Vibraciones	34
2.7.3.1.	Periodo fundamental	35
2.8.	Prediseño de elementos estructurales	35
2.8.1.	Vigas	35
2.8.2.	Losas	36
2.8.2.1.	Losas en una dirección	36
2.8.2.2.	Losas en dos direcciones	36
2.8.3.	Columnas	37
2.8.4.	Muros	38
2.9.	Procedimientos para el diseño de elementos estructurales	38
2.9.1.	Vigas	39
2.9.1.1.	Diseño a flexión	39
2.9.1.2.	Diseño a corte	41
2.9.2.	Columnas	43
2.9.2.1.	Diseño a flexo-compresión	43
2.9.2.2.	Confinamiento	44
2.9.2.3.	Corte	44
2.9.3.	Muros	45
2.9.3.1.	Corte	46
2.9.3.2.	Confinamiento	48
2.9.4.	Cimentaciones	48
2.9.4.1.	Corte	48
2.9.4.2.	Punzonamiento	50
2.9.4.3.	Flexión	52
CAPÍTULO 3		53
3.1.	Arquitectura del proyecto	53
3.1.1.	Configuración arquitectónica	53
3.2.	Software de modelación	54

3.2.1.	Características de los materiales	55
3.2.1.1.	Concreto.....	55
3.2.1.2.	Acero de Refuerzo	56
3.2.2.	Ingreso de datos	57
3.2.2.1.	Cargas aplicadas a la estructura	57
3.2.2.2.	Vigas	59
3.2.2.3.	Losas	60
3.2.2.4.	Columnas	65
3.2.2.5.	Muros	68
3.2.3.	Diseño Sísmico.....	68
3.2.3.1.	Factor de zona y perfil de suelo.....	69
3.2.3.2.	Coeficientes de perfil de suelo.....	69
3.2.3.3.	Factor de importancia.....	69
3.2.3.4.	Factor de reducción de respuesta	69
3.2.3.5.	Factores de regularidad en planta y elevación	70
3.2.3.6.	Periodo de vibración.....	70
3.2.3.7.	Cortante basal calculado	71
3.2.3.8.	Derivas	72
3.2.3.9.	Participación Modal	74
3.2.4.	Diseño elementos estructurales	75
3.2.4.1.	Vigas	75
3.2.4.2.	Columnas	77
3.2.4.3.	Muros	81
3.2.5.	Verificación sistema dual	83
3.2.6.	Análisis no lineal – consideraciones.....	84
3.2.6.1.	Modificación de materiales	84
3.2.6.2.	Casos de carga para análisis no lineal	85
3.2.6.3.	Rótulas plásticas	86
3.3.	Mampostería	89
3.3.1.	Características de la mampostería.....	89
3.3.2.	Modelación de mampostería.....	89
CAPÍTULO 4	94

4.1. Resultados de modelación	94
4.1.1. Edificio de 14 pisos	94
4.1.1.1. Derivas elásticas	94
4.1.1.2. Derivas inelásticas	95
4.1.1.3. Participación modal y periodo fundamental	96
4.1.1.4. Análisis pushover	96
4.1.2. Edificio de 7 pisos	100
4.1.2.1. Derivas elásticas	100
4.1.2.2. Derivas inelásticas	101
4.1.2.3. Participación modal y periodo fundamental	102
4.1.2.4. Análisis pushover	102
CAPÍTULO 5.....	106
5.1. Conclusiones.....	106
5.2. Recomendaciones.....	108
BIBLIOGRAFÍA	110
ANEXOS.....	116
Anexo 1 Planos estructurales.....	117

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Dimensiones de bloques	6
Tabla 2. Clasificación de acuerdo con el uso de bloques	7
Tabla 3. Clasificación de bloques de acuerdo con su uso	10
Tabla 4. Caracterización del peligro sísmico por la zona sísmica.....	12
Tabla 5. Terremotos del Ecuador con intensidades \geq VIII	16
Tabla 6. Daños en mampostería confinada.....	17
Tabla 7. Altura mínima para vigas.....	36
Tabla 8. Altura mínima para losas en una dirección.....	36
Tabla 9. Altura mínima para losas en dos direcciones	37
Tabla 10. Espesor mínimo para muros	38
Tabla 11. Requerimientos para el diseño de segmentos verticales.....	38
de muros.....	38
Tabla 12. Aceros colocados a lo largo de la viga	41
Tabla 13. Agrietamiento del concreto.....	57
Tabla 14. Cargas muertas aplicadas.....	58
Tabla 15. Cargas vivas aplicadas	59
Tabla 16. Comportamiento de losas	62
Tabla 17. Coeficiente α_{fm}	64
Tabla 18. Altura losa maciza	64
Tabla 19. Análisis de cargas para columnas.....	66
Tabla 20. Dimensiones de columna para prediseño	67
Tabla 21. <i>Coeficientes de perfil de suelo</i>	69
Tabla 22. Cálculo espectro de diseño	70
Tabla 23. Deriva Inelástica producida por sismo dinámico X	72
Tabla 24. Deriva Inelástica producida por sismo dinámico Y	73
Tabla 25. Participación modal.....	75
Tabla 26. Porcentaje de participación de muros para el sistema dual.....	84
Tabla 27. Factores para transformar materiales de baja resistencia a	84
materiales de resistencia esperada.....	84

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Dimensiones bloque hueco	6
Figura 2. Mampostería reforzada	7
Figura 3. Mampostería parcialmente reforzada	8
Figura 4. Mampostería no reforzada	8
Figura 5. Mampostería confinada por muros	9
Figura 6. Zonas sísmicas de Ecuador	12
Figura 7. Espectro elástico de diseño	13
Figura 8. Factores de importancia	14
Figura 9. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles	15
Figura 10. Viga empotrada	18
Figura 11. Columnas de concreto	19
Figura 12. Muro de concreto	19
Figura 13. Cimentación	20
Figura 14. Losa de concreto	21
Figura 15. Curvas esfuerzo-deformación del concreto y acero	25
Figura 16. Curva niveles de desempeño	26
Figura 17. Curva de capacidad	26
Figura 18. Punto de desempeño	27
Figura 19. Micromodelación de mampostería	28
Figura 20. Puntales diagonales utilizados en macromodelos	28
Figura 21. Ancho efectivo del puntal diagonal	29
Figura 22. Puntal para un panel con aberturas	30
Figura 23. Particularización de la ley de Pívorot para diagonales equivalentes	31
Figura 24. Modelo estructural para ley de Pívorot	31
Figura 25. Deflexión en viga	34
Figura 26. Sección crítica a corte en cimentaciones	48
Figura 27. Punzonamiento para cimentación central	50

Figura 28. Área de punzonamiento para cimentación central.....	50
Figura 29. Sección crítica para flexión en cimentaciones	52
Figura 30. Vista en planta edificios de 7 y 14 pisos.....	53
Figura 31. Área de departamentos.....	54
Figura 32. Concreto 240 kg/cm ²	56
Figura 33. Acero de refuerzo 4200 kg/cm ²	57
Figura 34. Patrones de carga.....	58
Figura 35. Combinaciones de carga	59
Figura 36. Definición de vigas en programa de modelación	60
Figura 37. Distribución de losas para su comportamiento	61
Figura 38. Franjas para cálculo de α_{fm}	63
Figura 39. Cálculo altura equivalente	65
Figura 40. Definición de losa tipo en programa de modelación	65
Figura 41. Definición de columnas en programa de modelación	67
Figura 42. Espectro de diseño calculado en función del peso	71
Figura 43. Ingreso de datos para el cortante basal	71
Figura 44. Cortante basal edificio 14 pisos	72
Figura 45. Cortante basal edificio 7 pisos	72
Figura 46. Derivas elásticas edificio con muros de 14 pisos Dir X y Dir Y	73
Figura 47. Derivas elásticas edificio con muros de 7 pisos Dir X y Dir Y	74
Figura 48. Diseño de vigas	76
Figura 49. Continuación diseño de vigas	77
Figura 50. Sección de viga 40x60	77
Figura 51. Diagrama de interacción columna 4F Piso 2 edificio 14 pisos	78
Figura 52. Diagrama de interacción columna 4F Piso 3 edificio 7 pisos	78
Figura 53. Corte y confinamiento de columnas edificio 14 pisos	79
Figura 54. Sección columna 70x60	79
Figura 55. Corte y confinamiento de columnas edificio 7 pisos	80
Figura 56. Sección columna 55x45	80
Figura 57. Acero de refuerzo para muros.....	81
Figura 58. Sección de muro con cabezales eje Y edificio 14 pisos	82

Figura 59. Sección de muro con cabezales eje Y edificio 7 pisos	82
Figura 60. Diagrama de interacción de muros eje Y edificio 14 pisos	82
Figura 61. Diagrama de interacción de muros eje Y edificio 7 pisos	83
Figura 62. Materiales modificados para análisis no lineal	85
Figura 63. Caso de carga no lineal dir X	85
Figura 64. Caso de carga pushover dir X.....	86
Figura 65. Rótulas plásticas para vigas.....	87
Figura 66. Rótulas plásticas para columnas.....	88
Figura 67. Rótulas plásticas presentes en las edificaciones.....	88
Figura 68. Curvas de fragilidad para bloques de hormigón	90
Figura 69. Propiedades para uso de links	91
Figura 70. Curva Píivot.....	92
Figura 71. Links colocados en los pisos superiores de los edificios	92
Figura 72. Links colocados en la planta baja de los edificios	93
Figura 73. Derivas elásticas dirección X (14 pisos)	94
Figura 74. Derivas elásticas dirección Y (14 pisos)	95
Figura 75. Derivas inelásticas (14 pisos).....	95
Figura 76. Periodos fundamentales (14 pisos)	96
Figura 77. Punto de desempeño eje X, edificio 14 pisos (sin mampostería)	97
Figura 78. Punto de desempeño eje Y, edificio 14 pisos (sin mampostería)	97
Figura 79. Formación de rótulas plásticas edificio 14 pisos	
(sin mampostería).....	98
Figura 80. Punto de desempeño eje X, edificio 14 pisos (con mampostería) ...	98
Figura 81. Punto de desempeño eje Y, edificio 14 pisos (con mampostería) ...	99
Figura 82. Formación de rótulas plásticas edificio 14 pisos	
(con mampostería).....	99
Figura 83. Derivas elásticas dirección X (7 pisos).....	100
Figura 84. Derivas elásticas dirección Y (7 pisos)	101
Figura 85. Derivas inelásticas (7 pisos).....	101
Figura 86. Periodos fundamentales (7 pisos)	102
Figura 87. Punto de desempeño eje X, edificio 7 pisos (sin mampostería)	103

Figura 88. Punto de desempeño eje Y, edificio 7 pisos (sin mampostería)	103
Figura 89. Formación de rótulas plásticas edificio 7 pisos (sin mampostería)	104
Figura 90. Punto de desempeño eje X, edificio 7 pisos (con mampostería) ...	104
Figura 91. Punto de desempeño eje Y, edificio 7 pisos (con mampostería) ...	105
Figura 92. Formación de rótulas plásticas edificio 14 pisos (con mampostería).....	105

RESUMEN

En la industria de la construcción ecuatoriana es común el uso de mampostería de bloque para fachadas y divisiones internas de edificios, sin embargo, las características propias de dichos elementos no son tomadas en cuenta en la modelación de los proyectos estructurales. En el presente trabajo se estableció la influencia que tiene la presencia de paredes de mampuestos de bloque en estructuras duales observando el comportamiento general de los edificios y sus desempeños ante fuerzas sísmicas. Las estructuras estudiadas bajo esta propuesta están localizadas en la ciudad de Quito y constan de 7 y 14 pisos con 2 subsuelos cada una, cuyo uso será para residencias y locales comerciales en planta baja.

Basándose en las normas vigentes a la fecha de realización de este proyecto como son la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC y la ACI 318 2019 y partiendo de los planos arquitectónicos, se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales, seguido por la modelación estructural y concluyendo con los planos estructurales. Mediante la utilización del software de cálculo estructural ETABS, las estructuras fueron sometidas a tres métodos de análisis: estático lineal, dinámico lineal y estático no lineal (pushover). Luego de realizadas las modelaciones de la manera convencional (sin tomar en cuenta las paredes de mampostería), se realizó el mismo procedimiento tomando en cuenta el método del puntal diagonal mediante el modelo histerético de Pivot para simular la presencia de mamposterías en las estructuras.

Para finalizar se realizó la comparación de resultados entre las modelaciones que no consideran la mampostería y las que si la consideran, para que mediante dicha comparación el lector tenga los fundamentos necesarios para decidir si es conveniente la inclusión de la mampostería en la modelación estructural.

Palabras clave: Sistemas duales, mampostería artesanal, modelación estructural, modelación de mampostería, análisis no lineal.

ABSTRACT

In the Ecuadorian construction industry, the use of block masonry for facades and internal divisions of buildings is common; however, the characteristics of these elements are not taken into account in the modeling of structural projects. In the present work, the influence of the presence of block masonry walls in dual structures was established by observing the general behavior of the buildings and their performance under seismic forces. The structures studied under this proposal are located in the city of Quito and consist of 7 and 14 stories with 2 basements each, which will be used for residences and commercial premises on the first floor.

Based on the standards in force at the time of this project, such as Norma Ecuatoriana de Construcción NEC and ACI 318 2019, and starting from the architectural plans, the pre-dimensioning of the structural elements was performed, followed by the structural modeling and concluding with the structural plans. Using ETABS structural calculation software, the structures were subjected to three analysis methods: linear static, linear dynamic and nonlinear static (pushover). After performing the modeling in the conventional way (without taking into account the masonry walls), the same procedure was performed taking into account the diagonal strut method using the Pivot hysteretic model to simulate the presence of masonry in the structures.

Finally, a comparison of results was made between the modeling that does not consider masonry and those that do, in order to provide the reader with the necessary basis for deciding whether it is convenient to include masonry in the structural modeling.

Keywords: Dual systems, handmade masonry, structural modeling, masonry modeling, nonlinear analysis.

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1.1. INTRODUCCIÓN

La rigidez adicional de los muros puede alterar la repartición de cargas entre los elementos resistentes. La situación arbitraria de estos elementos no estructurales pero rígidos, pueden introducir efectos de torsión donde no estaban previstos y causar el colapso de la estructura (Roche, 1993).

Al incorporar muros de corte a las edificaciones, estas mejoran su comportamiento ante los efectos de cargas sísmicas. Ya que los muros tienden a reducir drásticamente las patologías ocultas en la interacción pórtico-mampostería, no se considera el aporte de la rigidez de la mampostería pese a que esta si aporta (Medina & Placencia, 2017).

De acuerdo a (Van Westen et al., 2000) existen algunas investigaciones que han establecido que la relación entre el número de pisos y el período fundamental puede representarse mediante una relación lineal aproximada.

El presente trabajo técnico busca determinar la influencia de la modelación de mampostería de relleno en sistemas duales utilizando como característica específica para la evaluación al período fundamental de la estructura. Según Pachano, en Ecuador la mayoría de construcciones se realizan con concreto armado y paredes de mampostería, las mismas que no son consideradas en la modelación de las edificaciones ya que los bloques que la componen poseen una resistencia a la compresión baja con valores inferiores a los 3 MPa (Pachano, 2018).

Conforme (Paredes, 2015) las estructuras están sometidas a la influencia de la mampostería no estructural y no confinada, y la misma varía la configuración estructural inicialmente establecida que dada a sus incertidumbres no es tomada en cuenta en los análisis. Los métodos no lineales agrupan estas incertidumbres

de manera que la mampostería pueda ser tomada en cuenta en el comportamiento general del edificio.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GENERAL

Comparar los períodos fundamentales obtenidos del análisis de dos modelos computacionales que difieren en la consideración de la mampostería como parte del sistema estructural analizando las derivas y desplazamientos en la estructura modelada.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analizar y recomendar la modelación de mampostería tomando en cuenta su influencia en el diseño y comportamiento de las estructuras.
- Analizar derivas y desplazamientos en los modelos computacionales tomados en cuenta para el estudio.
- Justificar la interacción de la mampostería en la variación del período fundamental de sistemas duales.
- Evaluar los beneficios del uso de mampostería en la modelación de sistemas duales.

1.3. ALCANCE

El presente proyecto tendrá en consideración dos tipos de edificios (7 pisos y 14 pisos) los mismos que serán modelados de forma no lineal inicialmente sin tomar en cuenta la mampostería y luego considerándola para obtener los puntos de desempeño de estas y determinar las variaciones que se presentan entre sí, las mismas que son períodos fundamentales y puntos de desempeño.

1.4. JUSTIFICACIÓN

En Ecuador pese a que se han realizado varios estudios referentes a la peligrosidad sísmica con el objetivo de reducir el riesgo de las edificaciones, no se ha cambiado el enfoque sobre el sistema estructural principal resistente a cargas laterales, siendo el sistema de pórticos el que se utiliza en mayor proporción (Medina & Placencia, 2017). Ciertos elementos de mampostería normalmente son considerados como elementos no estructurales y por esa razón no se los toman en cuenta para los modelos analíticos de las estructuras. Sin embargo, las observaciones realizadas en estructuras después de la ocurrencia de sismos demuestran que muchos daños significativos en el desempeño en las mismas se deben a la presencia de mampostería (Kostinakis et al., 2018).

Hasta la fecha, investigaciones experimentales y numéricas han demostrado que una distribución uniforme de la mampostería puede influir en la robustez y la rigidez de los edificios, así, modifican las características dinámicas de la estructura reduciendo el periodo de vibración (Hidalgo & José, 2018).

De acuerdo a los estudios realizados por (Carrillo & González, 2007), el método a emplearse para el análisis de muros de mampostería es el método del puntal diagonal. Este método se lo realiza mediante un análisis estático no lineal (pushover) de un pórtico que contiene puntales equivalentes excéntricos, los cuales representan a los muros de mampostería que aportan rigidez a la estructura, pero no resistencia. Por lo que se quiere combinar la rigidez de muros de corte con la rigidez que aporta la mampostería para así mejorar el desempeño de la estructura teniendo modelos que pongan en evidencia esta interacción, ya que según (Constantinescu, 2017) al considerar la interacción de los muros de mampostería, los marcos circundantes tendrán un buen comportamiento tanto elástico como plástico.

Para el desarrollo del presente trabajo técnico, se tomarán como puntos de inicio los planos arquitectónicos de dos estructuras de concreto armado con alturas de 7 y 14 pisos con 2 subsuelos cada una cuyo uso será de vivienda. El sistema estructural consta de muros de corte, columnas y vigas.

Para la determinación de las características del suelo, se ubicarán los proyectos en la provincia de Pichincha (Suelo Tipo D y factor de zona V), ya que se puede adoptar la información contenida en los estudios realizados por Aguiar como en la Norma ecuatoriana de la construcción (Aguiar, 2013; NEC-SE-DS, 2014). La geometría de los mismos será regular en planta y elevación, y su mampostería será artesanal según la definición de (Pachano, 2018). Para poder comparar la eficacia de la consideración de la mampostería en la modelación se realizarán dos modelos, en el primero se tomará en cuenta el peso de la mampostería dentro de las cargas asignadas a la losa como se lo realiza habitualmente y en el segundo modelo se ocupará el método del puntal diagonal tomando en cuenta el ancho equivalente que se presenta en la investigación realizada por (Paredes, 2015), el mismo que consiste en considerar a la mampostería como un elemento diagonal y sometiénolo a un análisis estático no lineal se obtendrán las características de la interacción de la misma con la estructura.

El presente proyecto de titulación brindará el conocimiento y soporte para ingenieros civiles estructurales y personas afines al análisis y modelamiento de estructuras, que busquen mejorar y optimizar el comportamiento de sus estructuras tomando en cuenta el impacto que tiene la modelación de la mampostería en el comportamiento de estas. De igual manera ofrecer una herramienta a los profesionales para que el desempeño de su trabajo de modelación y diseño sea más fiel a la realidad, evitando fallas indeseadas.

CAPÍTULO 2

FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. MAMPOSTERÍA EN EL ECUADOR

En Ecuador, la producción no industrial de materiales de construcción como lo son los ladrillos, bloques de concreto, adoquines y agregados de concreto es la fuente principal de ingresos de muchas familias. Desafortunadamente, esto ha tenido como resultado la comercialización rápida y descontrolada de dichos materiales, y esto ha inducido problemas referentes a la calidad, sobre todo en la producción de bloques de concreto y ladrillos de arcilla (Cevallos et al., 2017).

2.1.1. ORIGEN Y PROCEDENCIA

Según (Angulo & López, 2008), es probable que la mampostería fuera inventada cerca de 15.000 años atrás en el momento en que los seres humanos nómadas vieron la necesidad de apilar rocas para poder tener resguardo en momentos que necesitaban. Poco a poco fueron utilizando mortero de barro que permitía consolidar de mejor manera las rocas y se convertiría junto a las piedras en la unidad de albañilería apropiada para el momento.

El lugar geográfico donde se produce la mampostería es un condicional para la misma, debido a que generará distintos comportamientos a la misma dependiendo de las características que presente la materia prima de donde se la extrae (Angulo & López, 2008).

La mampostería varía alrededor del mundo, no solo debido a las distintas características de los elementos que la componen sino también a las distintas prácticas en la construcción. La gran variabilidad del material junto con los limitados recursos económicos representa una dificultad al poder llevarla a estudios experimentales para cada tipo de mampostería existente. En este caso una aproximación numérica puede convertirse en una herramienta poderosa para poder superar esta situación (Mayorca & Meguro, 2003).

2.1.2. MAMPOSTERÍA DE BLOQUE

La fabricación de la mampostería de bloque está basada en cemento Portland, agua y agregados minerales, los mismos que pueden ser moldeados de manera artesanal o industrial. Este documento empleará para el diseño sólo la mampostería artesanal con sus características (López & Ushiña, 2017).

De acuerdo con la normativa (NTE INEN 638, 2014) se especifican los tipos de bloques y su geometría correspondiente que deben ser utilizadas a nivel nacional.

Tabla 1.

Dimensiones de bloques

TIPO	DIMENSIONES NOMINALES (cm)			DIMENSIONES EFECTIVAS (cm)		
	Largo	Ancho	Alto	Largo	Ancho	Alto
A, B	40	20, 15, 10	20	39	19, 14, 09	19
C, D	40	10, 15, 20	20	39	09, 14, 19	19
E	40	10, 15, 20, 25	20	39	09, 14, 19, 24	20

Fuente: (NTE INEN 638, 2014)

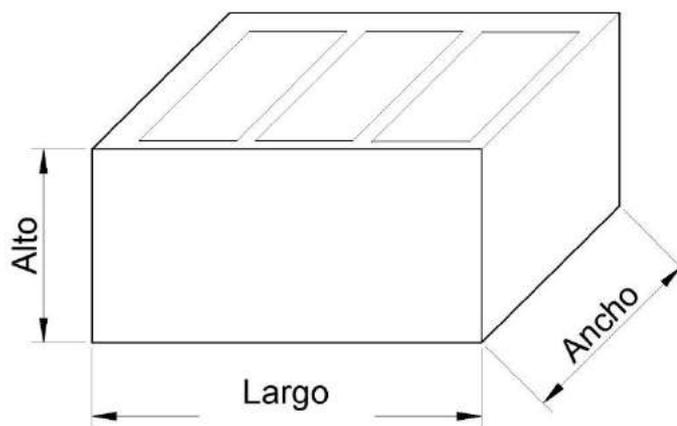


Figura 1. Dimensiones bloque hueco

Fuente: Rodríguez, Yépez

La clasificación de bloques según el tipo de uso se especifica en la tabla 2.

Tabla 2.

Clasificación de acuerdo con el uso de bloques

CLASE	USO
A	Paredes exteriores de carga, sin revestimiento
B	Paredes exteriores de carga, con revestimiento
	Paredes divisorias exteriores, sin revestimiento
C	Paredes divisorias exteriores divisorias, sin revestimiento
D	Paredes divisorias exteriores, con revestimiento
	Paredes divisorias interiores, con o sin revestimiento
E	Losas alivianadas de hormigón armado

Fuente: (NTE INEN 638, 2014)

2.1.3. CLASIFICACIÓN Y USOS

Según la norma ecuatoriana de construcción, la clasificación de la mampostería es la siguiente:

2.1.3.1. Mampostería reforzada

Estructura constituida por elementos de mampostería de perforación vertical, unidas mediante mortero, reforzada en su interior con barras y alambres de acero. El mortero de relleno puede usarse en todas las celdas verticales (NEC-SE-MP, 2014).

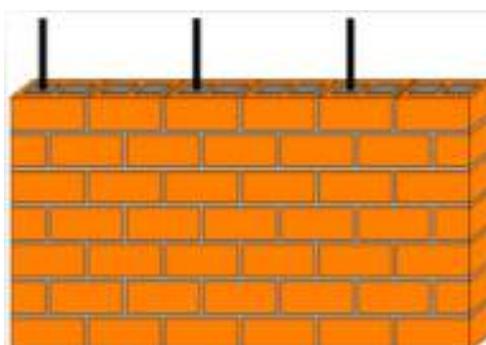


Figura 2. Mampostería reforzada

Fuente: (Mayorga, 2017)

2.1.3.2. Mampostería parcialmente reforzada

Estructura constituida por elementos de mampostería de perforación vertical que se encuentran unidas mediante refuerzo de barras y alambres de acero (NEC-SE-MP, 2014).



Figura 3. Mampostería parcialmente reforzada

Fuente: (Mayorga, 2017)

2.1.3.3. Mampostería simple (no reforzada)

Estructura constituida por elementos de mampostería unidas mediante mortero y que no cumplen con las cantidades mínimas de refuerzo establecidas para la mampostería parcialmente reforzada (NEC-SE-MP, 2014).



Figura 4. Mampostería no reforzada

Fuente: (Mayorga, 2017)

2.1.3.4. Mampostería de muros confinados

Es la estructura constituida por elementos de mampostería unidas mediante mortero, reforzadas principalmente con piezas de concreto reforzado construidos alrededor del muro o elementos de mampostería especiales donde se vacíe el concreto de relleno consiguiendo un confinamiento a la mampostería. Cuando se empleen estos elementos especiales, pueden ser considerados parte del recubrimiento de los elementos de concreto reforzado (NEC-SE-MP, 2014).

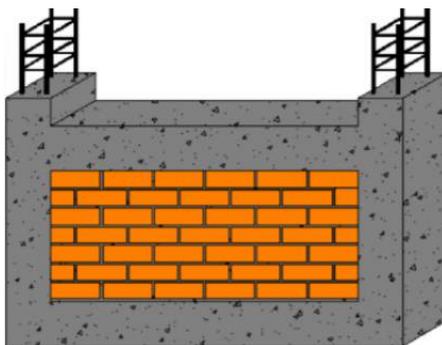


Figura 5. Mampostería confinada por muros

Fuente: (Mayorga, 2017)

2.1.3.5. Clasificación de bloques de concreto

2.1.3.5.1. Bloque hueco de concreto

Elemento con forma de paralelepípedo con uno o más espacios vacíos en su interior de manera que la proporción entre el material sólido en el volumen del elemento esté entre el 50% y 75%.

2.1.3.5.2. Bloques soportantes

Elementos ocupados en paredes soportantes y que cumplen funciones estructurales ya que sirven de apoyo para otros elementos estructurales del edificio. Estos bloques deben cumplir requisitos de resistencia, durabilidad y economía.

2.1.3.5.3. Bloques no soportantes

Elementos que no transmiten cargas verticales, pero deben de resistir cargas producidas por su propio peso. De acuerdo con (ASTM C129, 2014) los bloques deben tener una resistencia aproximada de 3.45 MPa teniendo en cuenta un solo bloque, si se tiene una muestra con tres bloques, la resistencia promedio debe ser igual a 4.14 MPa. Se requieren 12.5 bloques por metro cuadrado.

2.1.3.6. Clasificación de bloques, de acuerdo con su densidad

En base a la norma (NTE INEN 638, 2014), se describen a continuación los tipos de bloques de acuerdo a su densidad.

Tabla 3.*Clasificación de bloques de acuerdo con su uso*

TIPO	DENSIDAD DEL HORMIGÓN (Kg/m ³)
Liviano	< 1680
Mediano	1680 a 2000
Normal	> 2000

*Fuente: (NTE INEN 638, 2014)***2.1.4. CARACTERÍSTICAS MECÁNICAS****2.1.4.1. Resistencia a la compresión**

La resistencia a la compresión f_m es determinada por medio de un ensayo directo de compresión según la norma (ASTM C140/C140M - 18, 2005). Los valores según algunos estudios oscilan entre 6 y 20 MPa. En Ecuador se conoce que los valores son pequeños y se encuentran sobre los 10 MPa en elementos de mampostería que se conocen como estructurales fabricados en entidades especializadas. Según Pachano, los valores de resistencia a la compresión en bloques no estructurales son menores a los 3 MPa (Pachano, 2018).

2.1.4.2. Resistencia a la tensión

Según los estudios de Pachano, es importante conocer la resistencia a la tensión que tienen los elementos de la mampostería debido a los efectos que tienen en la interacción con el mortero y recomienda tomar un valor del 20% de f_m o menor (Pachano, 2018).

2.1.4.3. Módulo de elasticidad

Según la norma ecuatoriana de construcción (NEC-SE-DS, 2014), el módulo de elasticidad de la mampostería debe ser establecido mediante ensayos de laboratorio de muretes fabricados y ensayados, calculando la curva esfuerzo-deformación obtenida en el ensayo la pendiente de la secante desde $0.05 f_m$ hasta $0.33 f_m$.

En caso de ausencia de datos experimentales, la norma permite hacer usos de un módulo de elasticidad para mampostería de concreto especificado en la ecuación (2.1.1) (NEC-SE-MP, 2014).

$$E_m = 900 * f_m \leq 20000 MPa \quad (2.1.1)$$

2.1.4.4. Módulo de Poisson

Una propiedad remarcable se puede observar en los materiales sólidos es que al aplicar una fuerza uniaxial en un sentido, se produce una cierta cantidad de contracción o tracción en la dirección que se encuentra a 90° de la dirección de la fuerza aplicada (Popov, 1990).

Según Pachano, no existe mucha información sobre el módulo de Poisson, sin embargo, algunos autores indican que los valores oscilan entre 0 y 0.22 pero no está detallado el tipo de material empleado en los estudios (Pachano, 2018).

2.2. SISMICIDAD EN ECUADOR

El Ecuador está ubicado en el cinturón de fuego del océano pacífico y siendo uno de los países con alta densidad poblacional muestra una actividad sísmica producida debido a la subducción de la Placa Oceánica de Nazca y la presencia de un sistema de fallas activas locales (Parra, 2016).

Tomando en cuenta la gran actividad sísmica a partir del año 1541 hasta 2007 se tuvieron 86 sismos de intensidad igual o mayor a VI en la escala MSK (intensidad para la cual ya se presentan daños leves) y 37 terremotos en los que los daños fueron significativos superando la magnitud VIII, de acuerdo con la misma escala. (Rivadeneira et al., 2007)

Debido a esta alta actividad sísmica se estableció un mapa en el cual se presenta la zonificación sísmica del Ecuador en el cual presenta el factor zona. (NEC-SE-DS, 2014).

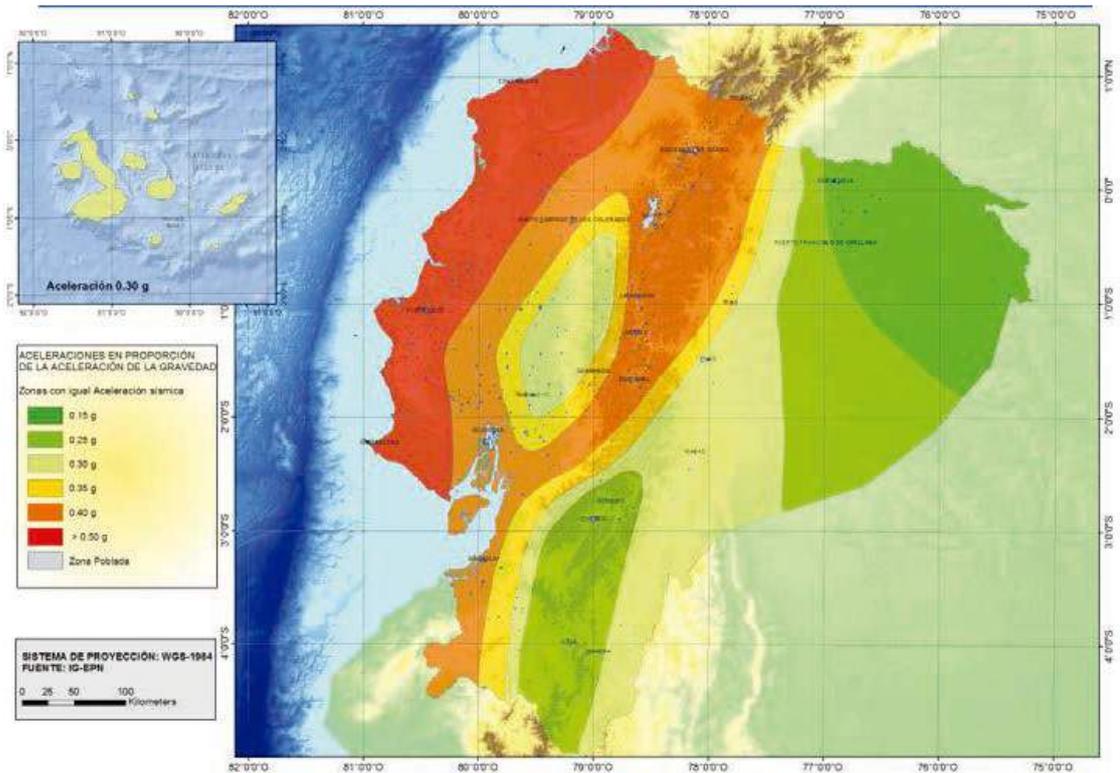


Figura 6. Zonas sísmicas de Ecuador

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

Tabla 4.

Caracterización del peligro sísmico por la zona sísmica

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy Alta

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

2.2.1. ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

La norma ecuatoriana de la construcción establece las fórmulas para determinar el espectro de respuesta elástico de aceleraciones, como se puede observar en la Figura 7.

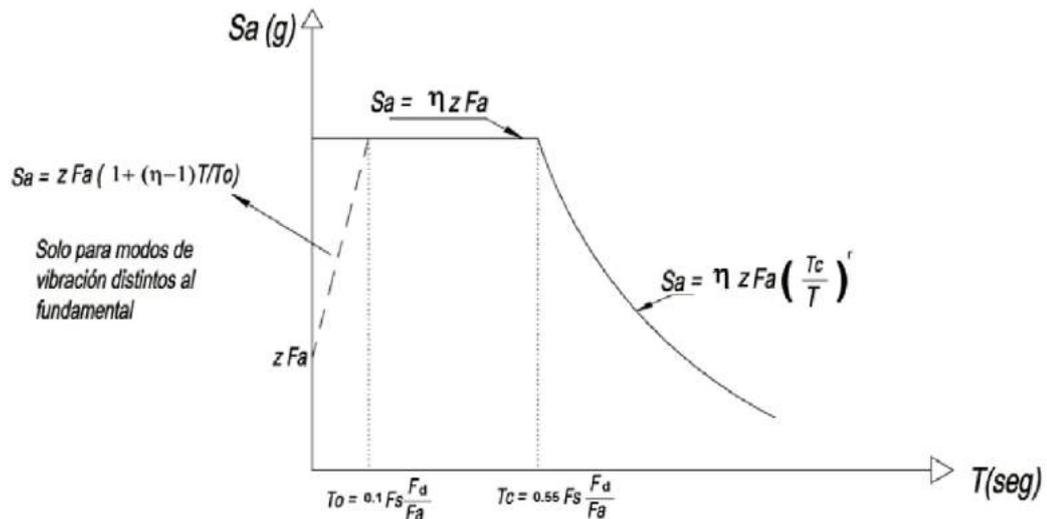


Figura 7. Espectro elástico de diseño

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

Donde

S_a : Espectro de diseño en aceleración

z : factor de zona

η : Razón entre la aceleración espectral S_a ($T = 0.1$ s) y el PGA para el período de retorno seleccionado, igual a 2.48 por la ubicación de la estructura

T : Período fundamental de vibración de la estructura

T_0 : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

T_c : Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño

r : Factor usado en el espectro de diseño elástico, cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto, igual a 1 por el tipo de suelo

2.2.2. CORTANTE BASAL DE DISEÑO

El cortante basal es la carga lateral resultante del comportamiento propio del edificio en función de su peso.

$$V = \frac{I * S_a(T)}{R * \phi_p * \phi_e} * W \quad (2.2.1)$$

$$T = C_t * h_n^\alpha \quad (2.2.2)$$

Donde:

V : Cortante basal total de diseño

I : Factor de importancia

- $S_a(T)$: Espectro de diseño en aceleración en función del periodo de vibración
 R : Factor de reducción de respuesta
 ϕ_p : Coeficiente de regularidad en planta
 ϕ_e : Coeficiente de regularidad en elevación
 W : Cargas sísmica reactiva
 C_t, α : Coeficientes que depende del tipo de edificio
 h_n : Altura máxima de la edificación

2.2.2.1. Factor de importancia

El factor de importancia tiene como fin aumentar la demanda sísmica de acuerdo con las características de uso o si las estructuras deben de seguir siendo operativas o sufrir menores daños durante y después de un evento sísmico.

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	Coefficiente I
Edificaciones esenciales	Hospitales, clínicas, Centros de salud o de emergencia sanitaria. Instalaciones militares, de policía, bomberos, defensa civil. Garajes o estacionamientos para vehículos y aviones que atienden emergencias. Torres de control aéreo. Estructuras de centros de telecomunicaciones u otros centros de atención de emergencias. Estructuras que albergan equipos de generación y distribución eléctrica. Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras substancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras substancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras de edificación y otras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1.0

Figura 8. Factores de importancia

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

2.2.2.2. Factor de reducción de respuesta

Este factor permite reducir sustancialmente las fuerzas sísmicas de diseño, permitiendo desarrollar un mecanismo de falla previsible con una adecuada ductilidad, donde el daño se produzca en las rótulas plásticas.

Sistemas Estructurales Dúctiles	R
Sistemas Duales	
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras (sistemas duales).	8
Pórticos especiales sismo resistentes de acero laminado en caliente, sea con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	8
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	8

Figura 9. Coeficiente R para sistemas estructurales dúctiles

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

2.2.3. EVENTOS SÍSMICOS IMPORTANTES EN ECUADOR

Tabla 5.

Terremotos del Ecuador con intensidades \geq VIII

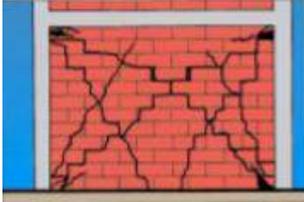
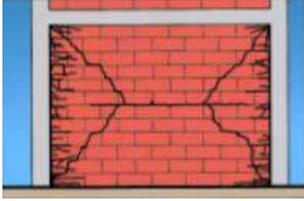
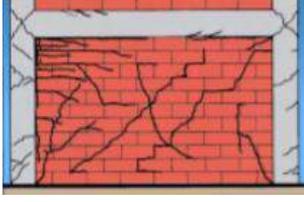
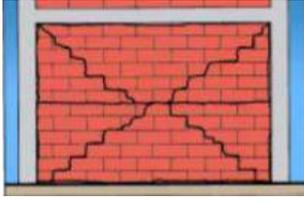
No.	FECHA			EPICENTRO		INT	ZONA DE MAYOR AFECTACIÓN
	Año	mes	día	Lat.	Lon.	MAX	
1	1541	4	sd	0,10	-77,80	VIII	Napo
2	1587	8	31	0,00	78,40	VIII	Pichincha
3	1645	3	15	1,68	-78,55	IX	Chimborazo, Tungurahua
4	1674	8	29	1,70	-79,00	IX	Chimborazo, Bolívar
5	1687	11	22	-1,10	-78,25	VIII	Tungurahua
6	1698	6	20	1,45	78,30	X	Tungurahua, Chimborazo
7	1736	12	6	0,78	78,80	VIII	Pichincha, Cotopaxi
8	1749	1	20	4,00	79,20	VIII	Loja
9	1755	4	28	0,21	78,48	VIII	Pichincha
10	1757	2	22	0,93	78,61	IX	Cotopaxi, Tungurahua
11	1786	5	10	1,70	78,80	VIII	Chimborazo
12	1797	2	4	-1,43	-78,55	XI	Chimborazo, Tungurahua, Cotopaxi, Bolívar
13	1834	1	20	1,30	-76,90	XI	Carchi, Nariño* (Colombia)
14	1859	3	22	0,40	78,40	VIII	Pichincha, Imbabura, Cotopaxi
15	1868	8	15	0,60	78,00	VIII	Carchi
16	1868	8	16	0,31	78,18	IX	Imbabura, Carchi, Pichincha
17	1896	5	3	0,51	80,45	IX	Manabí
18	1906	1	31	1,00	81,30	IX	Esmeraldas. Nariño (Colombia)
19	1911	9	23	1,70	-78,90	VIII	Chimborazo, Bolívar
20	1913	2	23	4,00	79,40	VIII	Loja, Azuay
21	1914	5	31	0,50	78,48	VIII	Pichincha, Cotopaxi
22	1923	2	5	0,50	78,50	VIII	Pichincha
23	1923	12	16	0,90	77,80	VIII	Carchi, Nariño (Colombia)
24	1926	12	18	0,80	77,9	VIII	Carchi
25	1929	7	25	0,40	78,55	VIII	Pichincha
26	1938	8	10	0,30	78,40	VIII	Pichincha
27	1942	5	14	0,01	-80,12	IX	Manabí, Guayas, Bolívar
28	1949	8	5	1,25	78,37	X	Tungurahua, Chimborazo, Cotopaxi
29	1953	12	12	3,40	80,60	VIII	Loja, norte del Perú
30	1955	7	20	0,20	78,40	VIII	Pichincha, Imbabura
31	1958	1	19	1,22	79,37	VIII	Esmeraldas
32	1961	4	8	2,20	-78,90	VIII	Chimborazo
33	1964	5	19	0,84	80,29	VIII	Manabí
34	1970	12	10	-3,79	80,66	IX	Loja, El Oro, Azuay, norte del Perú
35	1987	3	6	0,87	-77,14	IX	Napo, Sucumbíos, Imbabura
36	1995	10	2	-2,79	-77,97	VIII	Morona Santiago
37	1998	8	4	-0,55	-80,53	VIII	Provincia de Manabí

Fuente: (Rivadeneira et al., 2007)

2.2.4. DAÑOS GRAVES EN MAMPOSTERÍA CONFINADA

Tabla 6.

Daños en mampostería confinada

Daños en mampostería Confinada		
<p>Paneles (Tensión Diagonal)</p>	<p>Se presentan grietas con ancho aproximadamente de 3mm y normalmente están conectadas con las esquinas deterioradas. En las zonas de compresión se evidencia pérdida de mortero. Se manifiestan varias grietas diagonales y algunas unidades de mampostería se rompen.</p> <p>Partes de mortero y mampostería llegan a un punto de deterioro tal que caen fuera del plano del muro.</p>	
<p>Paneles (Desplazamiento de juntas horizontales)</p>	<p>Existe una rotura en el mortero y unidades de mampostería que se ubican en el perímetro del marco del muro sobre todo en las alturas de las columnas. Desplazamientos horizontales de las juntas.</p>	
<p>Paneles (Rotura diagonal y rotura de las esquinas)</p>	<p>Se presentan grietas largas en las articulaciones de columnas y vigas consiguiendo fisurar el concreto de los marcos. Las piezas de mampostería se ven atravesadas por grietas diagonales. Los paneles en las esquinas presentan fisuración y también en la mitad de la altura del plano de corte crítico.</p>	
<p>Paneles (Efectos fuera del plano del muro)</p>	<p>Se presentan roturas entre esquinas con posibles elementos de mampostería que salgan de su plano. Fisuramiento en las zonas superiores, intermedias e inferiores. Roturas en forma de X.</p>	

Fuente: (AIS, 2001)

2.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

2.3.1. ELEMENTO ESTRUCTURAL

Los elementos estructurales más conocidos en edificios pueden clasificarse en forma general en losas de piso, vigas, columnas, muros y cimentaciones.

2.3.1.1. Vigas

Son elementos estructurales reticulares que trabajan mayormente a flexión y sirven para transmitir cargas hacia las columnas. Dependiendo del tipo de apoyo se clasifican como: vigas en volado, vigas simplemente apoyadas, vigas empotradas.

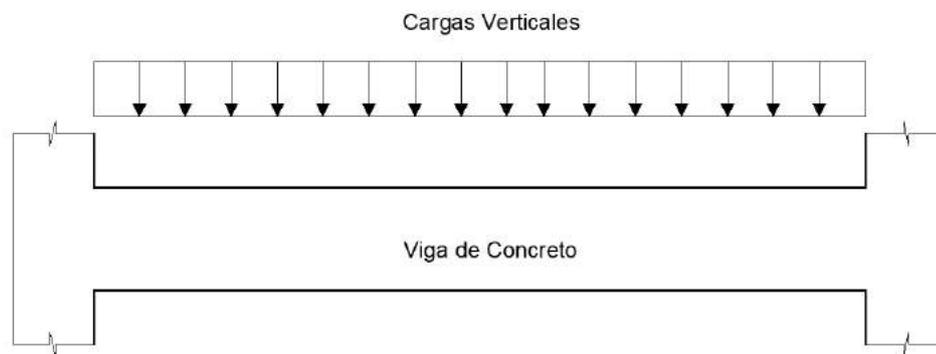
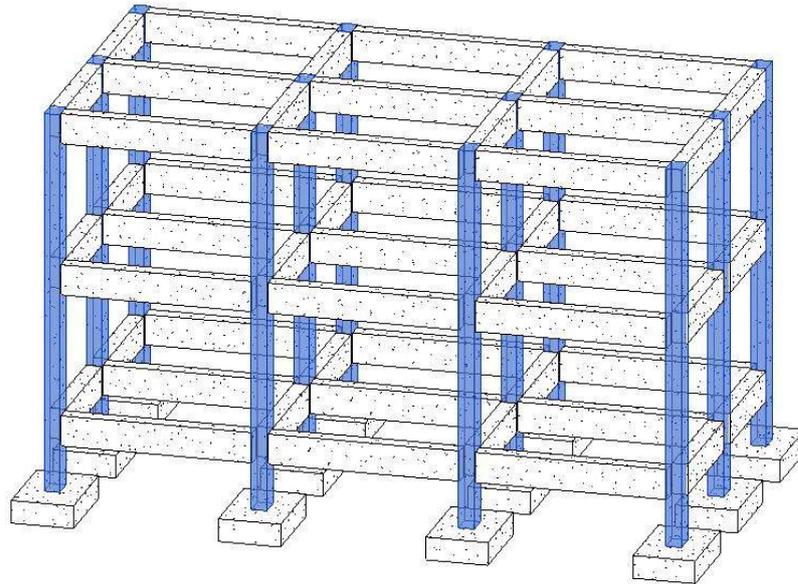


Figura 10. Viga empotrada

Fuente: Rodríguez, Yépez

2.3.1.2. Columnas

Son elementos estructurales reticulares que se encargan de transmitir las cargas de la estructura hacia la cimentación y brindan resistencia ante sismos. Se pueden clasificar en: Pedestales o bloques cortos a compresión, columnas cortas y columnas largas o esbeltas (McCormac & Brown, n.d.).

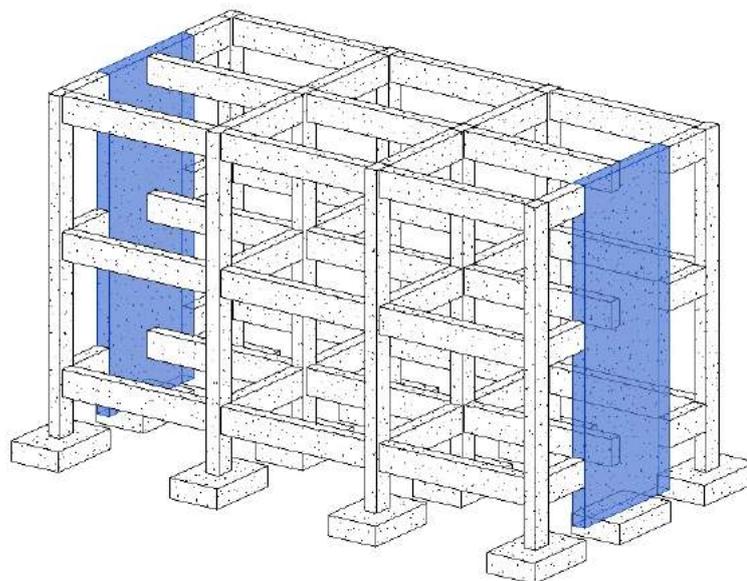


COLUMNAS

*Figura 11. Columnas de concreto**Fuente: Rodríguez, Yépez*

2.3.1.3.Muros

Se pueden definir como elementos estructurales semejantes a columnas pero que presentan gran esbeltez y que son continuos desde la cimentación hacia el último piso del edificio.



MUROS ESTRUCTURALES

*Figura 12. Muro de concreto**Fuente: Rodríguez, Yépez*

2.3.1.4.Cimentación

Son los elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas del edificio hacia el suelo, dependiendo de su forma pueden ser: zapatas, zapatas corridas, vigas de cimentación y losa de cimentación.

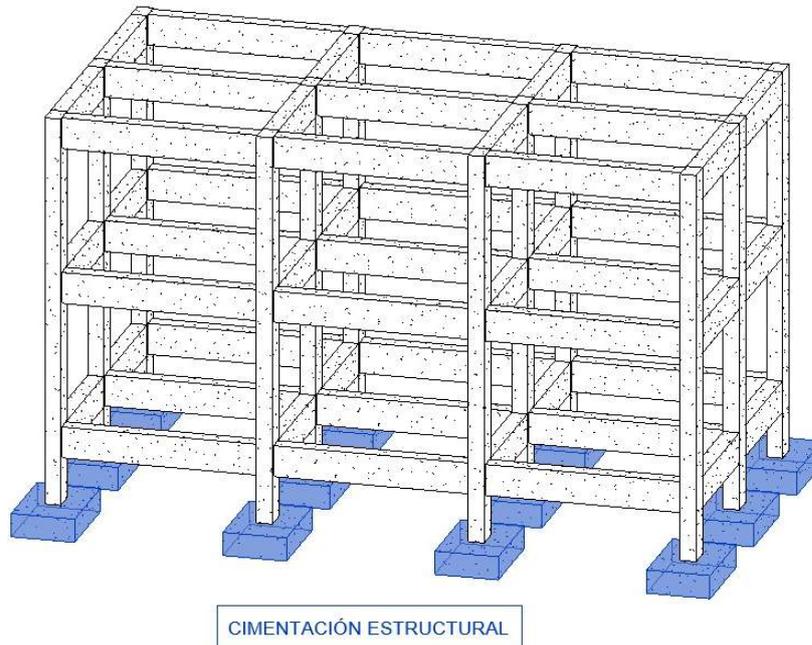
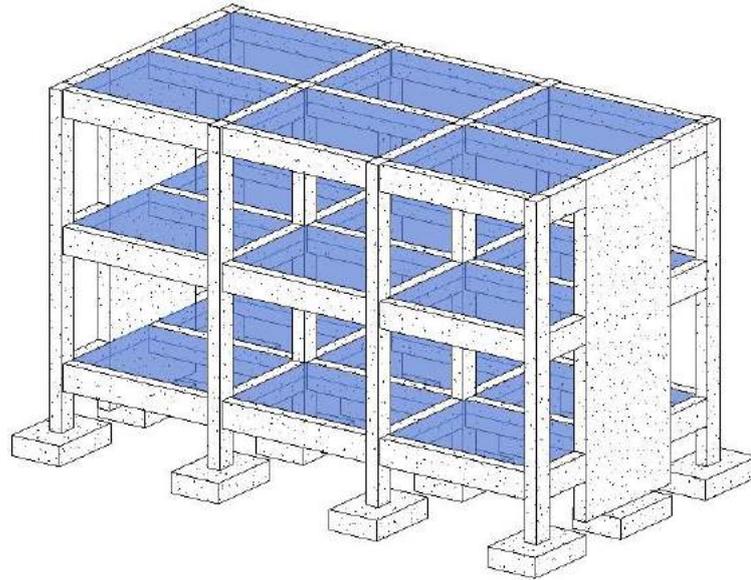


Figura 13. Cimentación

Fuente: Rodríguez, Yépez

2.3.1.5.Losas

Son los elementos estructurales encargados de recibir directamente las cargas de uso del edificio y transmitir las hacia las vigas. Dependiendo de su volumen pueden clasificarse en: losas alivianadas y losas macizas.



LOSAS

Figura 14. Losa de concreto

Fuente: Rodríguez, Yépez

2.3.2. ESTRUCTURA

Está conformada mediante el arreglo de elementos estructurales individuales. El objetivo es que el arreglo utilice las propiedades de cada elemento para alcanzar la forma más eficiente, cumpliendo las limitaciones que la construcción establezca (Alvarado et al., 2004).

2.3.3. SISTEMAS ESTRUCTURALES

Los arreglos posibles de los elementos mencionados constituyen múltiples sistemas estructurales, los cuales deben tener capacidad de responder ante las sollicitaciones a las que se somete dependiendo de sus propiedades como pueden ser de dimensiones, forma, rigidez, resistencia y ductilidad (Alvarado et al., 2004).

2.3.4. SISTEMAS ESTRUCTURALES DUALES

Según la norma ecuatoriana de construcción NEC los sistemas estructurales duales están definidos como: Pórticos especiales sismo resistentes, de concreto armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de concreto armado o con diagonales rigidizadores, sean de concreto o acero laminado en caliente (NEC-SE-DS, 2014).

2.3.4.1. Con muros de concreto

Son sistemas constituidos de pórticos en los cuales habrá la presencia de muros de tal manera que absorban el 75% del cortante basal. La ubicación de los muros puede ser definida en base a las necesidades del proyecto ya que optimizan el comportamiento de la estructura ante esfuerzos que produzcan torsión en la misma, etc.

2.3.4.2. Con diagonales rigidizadores

Son sistemas constituidos de pórticos en los cuales habrá la presencia de elementos diagonales de concreto o acero que contribuyen al comportamiento de la estructura ante cargas. Las diagonales deberán estar ubicadas de manera que resistan entre 30% y 70% de la fuerza total horizontal (Venegas, 2014).

2.4. CARACTERÍSTICAS PROPIAS DE SISTEMAS DUALES

Los sistemas estructurales duales son los más utilizados en todo tipo de edificios a partir de los 5 pisos. Resultados basados en estudios muestran que la rigidez de los pórticos es suficiente para disminuir los desplazamientos del cantiléver de los muros cerca de un tercio de su capacidad. De acuerdo a la norma (ASCE, 2016) los muros dentro de los sistemas duales deben absorber el 75% de las fuerzas sísmicas en las dos direcciones, de manera que los pórticos resistan al menos el 25% de dichas fuerzas.

Los muros son elementos estructurales que están caracterizados por ir desde la cimentación hasta el último piso del edificio y que comúnmente están rodeando los ductos de escaleras y ascensores, pero se recomienda colocarlos en la periferia de la estructura, ya que se puede obtener mayor rigidez lateral (Urquiza, 2014). El comportamiento es semejante al de vigas en voladizo empotradas en la base para poder dar transmisión de esfuerzos hasta la cimentación.

Dependiendo de la ubicación de los muros y su acople con el resto de la estructura, se pueden generar restricciones ante giros lo que contribuiría a impedir que se produzcan efectos de torsión en planta. Sí los muros son mal posicionados estos generarían cierta excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez

de la estructura (Badillo, 2015). Según el estudio realizado por (Salazar, 2015), el cortante basal dinámico y estático tienen un aumento representativo cuando en la estructura tiene muros estructurales, los mismos que deben estar distribuidos en planta de manera adecuada para favorecer a su comportamiento.

(NEC-SE-DS, 2014) establece que, para el cálculo del periodo de vibración teórico, los coeficientes varían de tal manera que para edificios con una misma altura los que tengan rigidizadores van a tener un menor periodo de vibración, también establece que los sistemas duales tengan un factor de reducción de resistencia igual a 8, este coeficiente puede variar de acuerdo a la tipología de la estructura y la ductilidad que se espera obtener del edificio.

La apropiada distribución del cortante basal entre el pórtico arriostrado junto con el pórtico resistente a momento resulta en una deriva uniformemente distribuida en la altura del edificio, con comportamiento flexible en todos los pisos, en lugar de formar un piso blando. Esto sucede si la rigidez del pórtico resistente a momento es suficiente para que antes del fallo de los rigidizadores y antes de que estos lleguen a sus límites de ductilidad, la fuerza de los pórticos resistentes a momentos se movilice y los pórticos arriostrados contribuyan a la disipación de energía y a redistribuir las fuerzas internas prohibiendo derivas grandes (Mehdipanah et al., 2015).

2.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURALES

2.5.1. ANÁLISIS LINEALES

Según (Llano, 2015), en este tipo de análisis se considera una teoría elástico lineal, en la misma que se consiguen obtener las deformaciones, desplazamientos, fuerzas de reacción y esfuerzos que resultan de la influencia de cargas laterales aplicadas, las mismas que surgen a partir de un método estático equivalente o espectro elástico de respuesta, de esta forma este método de análisis podría ser estático o dinámico y se lo conoce como un método basado en fuerzas.

2.5.1.1. Análisis estático

En este análisis se estima el cortante basal para que cuando se aplique al modelo linealmente elástico del edificio, dé como resultado unas amplitudes de desplazamiento de diseño que sean aproximadas a los máximos desplazamientos esperados durante el sismo de diseño (FEMA 356, 2000). Este análisis se lo emplea para estructuras regulares de baja y mediana altura. (NEC-SE-DS, 2014) recomienda que se aplique este método para todo tipo de estructura.

2.5.1.2. Análisis dinámico

En el caso de edificios con distribuciones irregulares de masa o rigidez, geometrías irregulares o sistemas de resistencia a fuerzas laterales no ortogonales, la distribución de las demandas predichas por un análisis dinámico será más precisa que las predichas por el análisis estático. Para la evaluación de estas estructuras puede utilizarse el método del espectro de respuesta o el método de la historia temporal (FEMA 356, 2000).

Este análisis emplea las condiciones y el tipo de suelo donde se encuentra ubicada la estructura para de esta manera determinar un espectro de diseño con el cual se someta a la estructura con cargas horizontales dinámicas.

2.5.2. ANÁLISIS NO LINEALES

Normalmente en el diseño sismo resistente existen algunas suposiciones referentes a los materiales; una de ellas menciona que tanto el concreto como el acero siguen un comportamiento acorde a la ley de Hooke (proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones). Esto se cumple cuando las deformaciones son pequeñas, sin embargo, si aumenta gracias a la aplicación de una carga mayor, esa relación entre esfuerzos y deformaciones ya no es lineal y cada material responde de acuerdo la trayectoria que describen las curvas de esfuerzo-deformación (Llano, 2015). El concreto presenta una baja deformación con un rango elástico reducido, el acero posee una gran deformación, pero solo trabaja con el concreto hasta su límite de proporcionalidad.

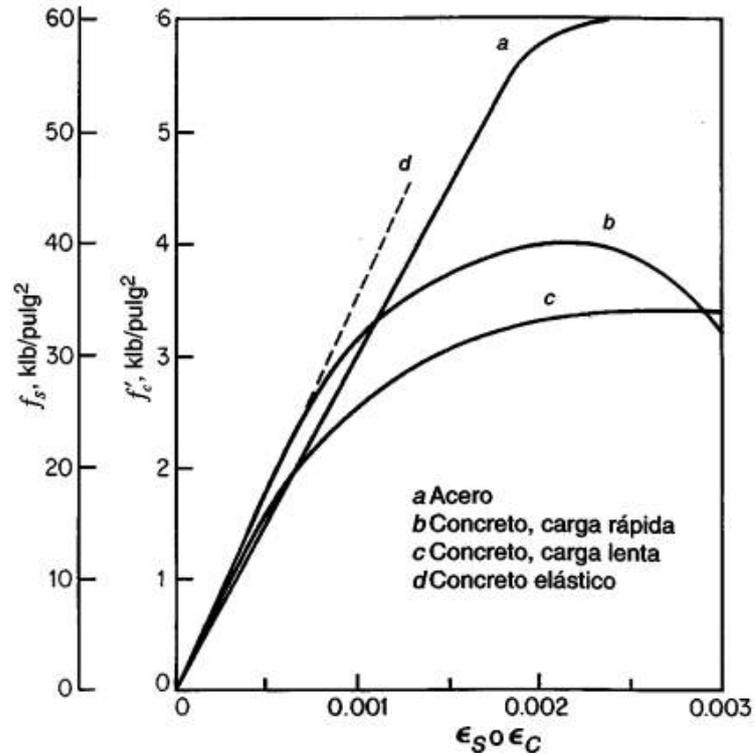


Figura 15. Curvas esfuerzo-deformación del concreto y acero

Fuente: (Nilson, 2001)

El análisis no lineal (Pushover) consiste en aplicar una carga lateral predeterminada en la estructura, de tal manera que esta carga se vaya incrementando de manera constante para identificar deformaciones y formación de rótulas plásticas y la carga a la que se produce la falla de varios elementos estructurales. El objetivo de este análisis es determinar la capacidad de la estructura para absorber las cargas laterales ejercidas por el sismo.

2.5.2.1. Niveles de desempeño

Según la (NEC-SE-RE, 2014) plantea 4 niveles de desempeño los cuales son A: nivel ocupacional, B: nivel de ocupación inmediata, C: nivel de seguridad de vida, E: nivel de prevención al colapso. Con estos se puede evaluar qué tipo de daños podrían tener tanto las estructuras como los elementos no estructurales. Para el desarrollo de esta tesis se plantea los niveles de desempeño de acuerdo a sus siglas en inglés siendo Immediate Occupancy (IO), Life Safety (LS) y Collapse Prevention (CP).

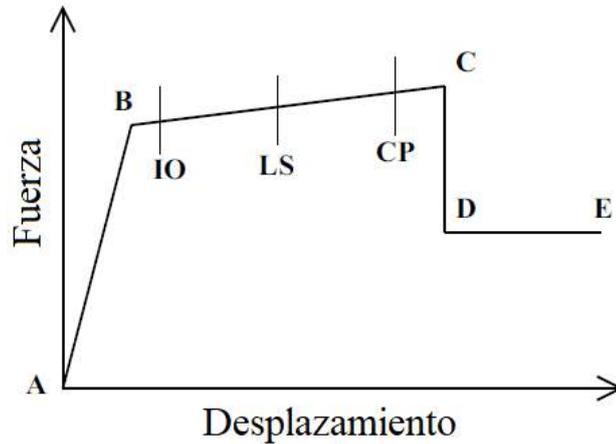


Figura 16. Curva niveles de desempeño

Fuente: (Moreno, 2006)

2.5.2.2. Curva de capacidad

Es una curva fuerza-desplazamiento del cortante de la base contra el desplazamiento de la parte superior del edificio y se la obtiene a partir de un análisis no lineal aplicando cargas laterales que aumentan de forma iterativa.



Figura 17. Curva de capacidad

Fuente: (Moreno, 2006)

A la curva de capacidad se la debe de transformar a coordenadas espectrales, lo que significa pasar sus coordenadas fuerza-desplazamiento a coordenadas aceleración-desplazamiento. Superponiendo a la curva espectral con la curva de capacidad, se obtiene la respuesta máxima del edificio, este punto de intersección se lo conoce como punto de desempeño, representa el máximo desplazamiento estructural y los daños producidos por el sismo de diseño. El análisis pushover transforma un problema dinámico a un problema estático. (Moreno, 2006)

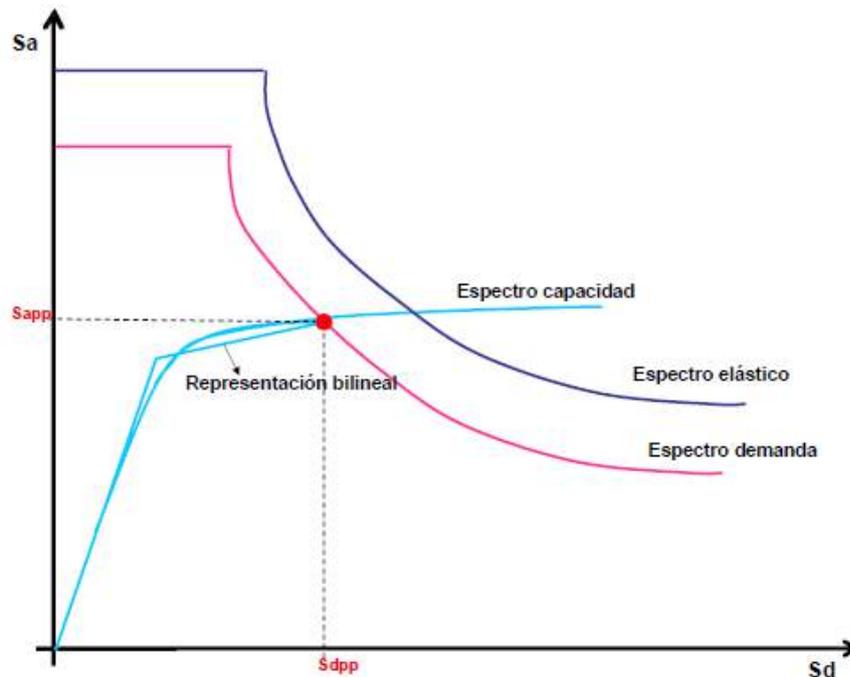


Figura 18. Punto de desempeño

Fuente: (Moreno, 2006)

2.5.3. MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA

Según (Paredes, 2015), es de conocimiento general que la mampostería ejerce influencia en la forma en la que las estructuras se comportan, en muchas ocasiones alteran ciertas zonas de las estructuras produciendo efectos que en un principio no estaban siendo considerados. Los principales métodos de modelación de mampostería son la micromodelación y la macromodelación.

2.5.3.1. Micromodelación

De acuerdo a (Pachano, 2018) esta modelación brinda un análisis detallado de las piezas de mampuesto y las juntas de mortero empleando el método de elementos finitos, llegando a incluir los patrones de agrietamiento de una forma exacta, debido a esto se requiere un esfuerzo computacional significativo por lo que no se recomienda para un análisis de estructuras grandes.

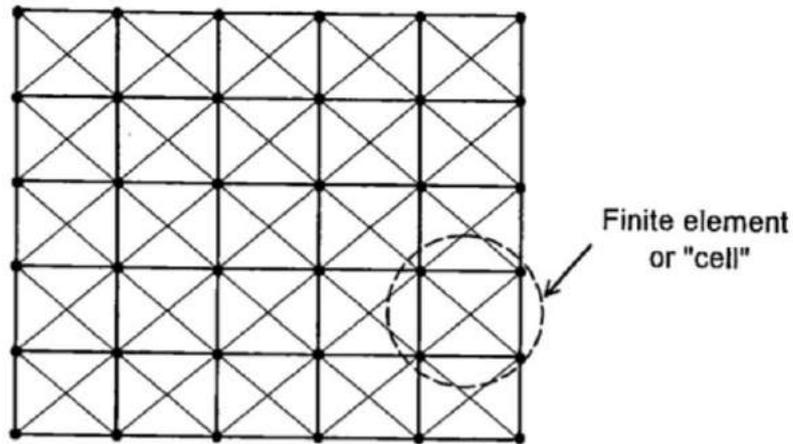


Figura 19. Micromodelación de mampostería

Fuente: (Crisafulli, 1997)

2.5.3.2. Macromodelación.

(Crisafulli, 1997) habla sobre la idea de que la mampostería se pueda modelar recurriendo a la ayuda de elementos finitos, sin embargo, a lo largo de los años se ha venido desarrollando el método del puntal diagonal el cual es un modelo simplificado que ha servido para que se pueda obtener el comportamiento de la mampostería, donde los puntales trabajan a compresión y se pueden realizar modelos con uno a tres puntales.

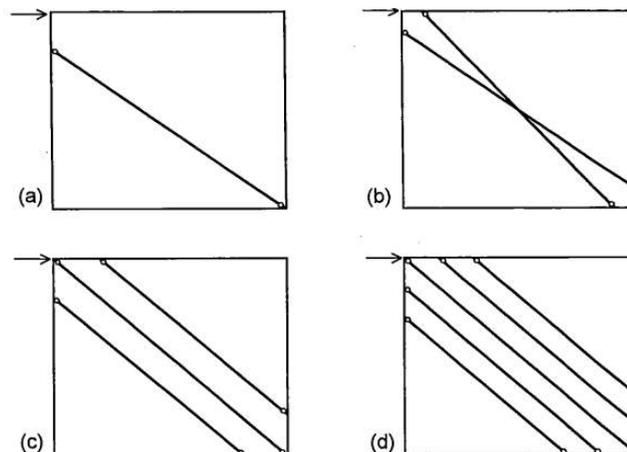


Figura 20. Puntales diagonales utilizados en macromodelos

Fuente: (Crisafulli, 1997)

2.5.3.2.1. Método del puntal diagonal para pórticos rellenos

Según (Crisafulli, 1997) Holmes en 1961 plantea que el ancho del puntal es igual al tercio de la longitud del mismo. Para métodos de análisis lineales, solo se necesita el área y el largo del puntal junto con el módulo de elasticidad para conocer

la rigidez elástica. Para los análisis no lineales se debe de considerar la curva de fragilidad de la mampostería, de tal manera que se pueda obtener la capacidad de la estructura junto con el mampuesto.

$$d_m = \sqrt{(L_m)^2 + (H_m)^2} \quad (2.5.1)$$

$$w = \frac{d_m}{3} \quad (2.5.2)$$

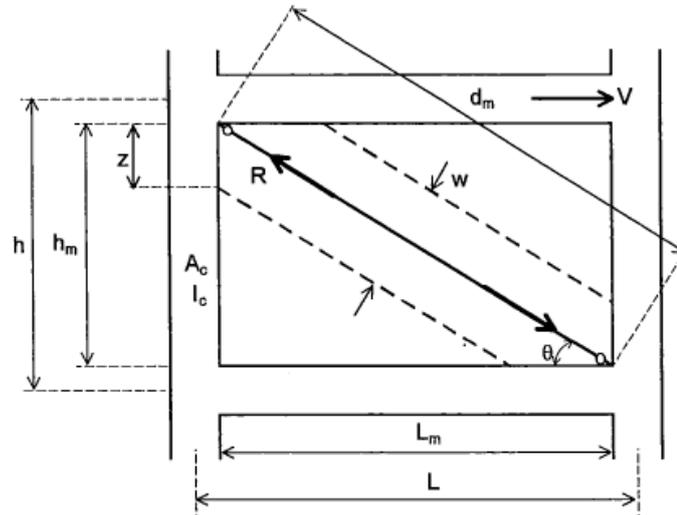


Figura 21. Ancho efectivo del puntal diagonal

Fuente: (Crisafulli, 1997)

Donde:

d_m : longitud diagonal del panel de mampostería

L_m : longitud del panel de mampostería

h_m : altura del panel de mampostería

w : ancho efectivo de la diagonal

2.5.3.2.2. Método del puntal diagonal para pórticos rellenos con aberturas

De acuerdo con (Al-Chaar, 2002) cuando se tiene pórticos rellenos con aberturas se debe de considerar el ancho del hueco y la relación que se tiene entre la pared rellena totalmente con la abertura que tiene el mismo.

$$w_r = w * (R_1) * (R_2) \quad (2.5.3)$$

Donde

R_1 ; Factor de reducción que toma en cuenta la pérdida de resistencia debida a la apertura

$$R_1 = 0.6 \left(\frac{A_{abertura}}{A_{pared}} \right)^2 - 1.6 \left(\frac{A_{abertura}}{A_{pared}} \right) + 1 \quad (2.5.4)$$

Si el área de la abertura es mayor o igual al 60% del área de la pared, el valor R_1 es igual a 0.

R_2 : Factor de reducción debido al daño en la pared, si la pared no presenta daños el factor es igual a 1.

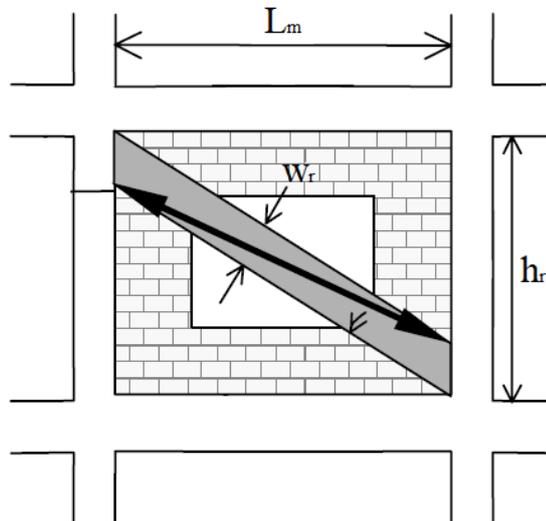


Figura 22. Puntal para un panel con aberturas

Fuente: (Al-Chaar, 2002)

2.5.3.3. Modelo histerético de Pívor

El modelo histerético Pívor propuesto en 1998, sirve para considerar el comportamiento fuerza-desplazamiento en el análisis no lineal de mampuestos y otros elementos. Las ventajas de utilizar este modelo son que requiere pocos parámetros y un bajo esfuerzo computacional con una precisión adecuada para representar el comportamiento de la mampostería (Di Trapani, 2014).

La calibración del método de Pívor se lo realiza por medio de parámetros que correlacionan la resistencia y la rigidez de la mampostería, estos están representados por estos parámetros α_1 , β_1 , α_2 y β_2 . Este modelo sufre de una importante simplificación debido a que cuando se modela el comportamiento cíclico del puntal diagonal, ya que la mampostería no contribuye en términos de resistencia a la tracción los parámetros α_1 y β_1 se deben de considerar nulos y debido a que la

mampostería no gana rigidez en la inversión de la carga hasta que se recupera toda la deformación plástica el parámetro β_2 también se lo considera nulo.

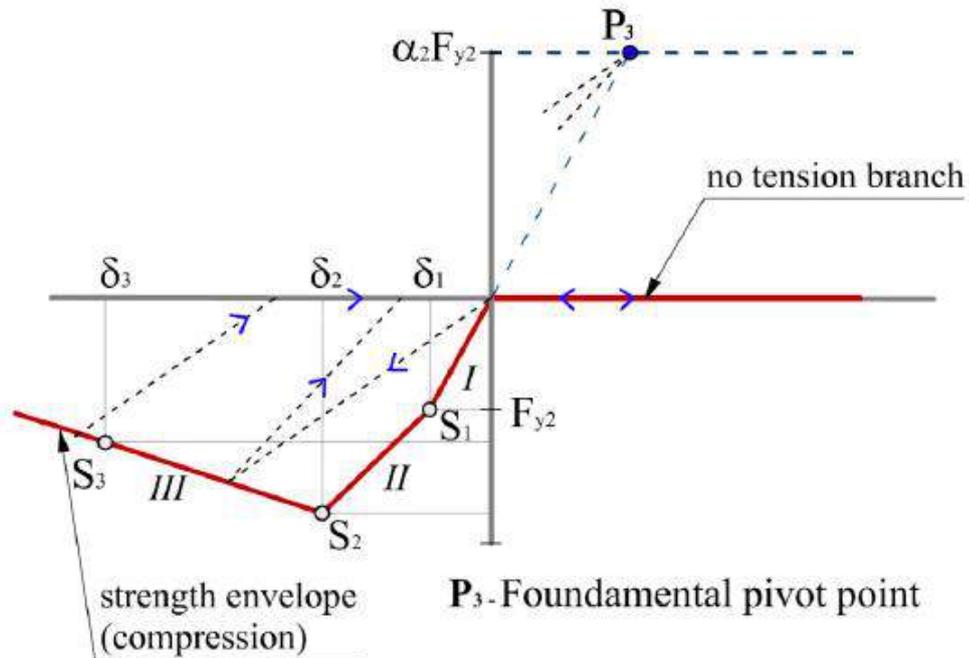


Figura 23. Particularización de la ley de Pívorot para diagonales equivalentes.

Fuente: (Di Trapani, 2014)

Para realizar la modelación del método de Pívorot representando a los marcos rellenos se lo realiza mediante el uso de "Multilinear plastic links", como se muestra a continuación. Estos links deben de estar colocados en pórticos con juntas rígidas.

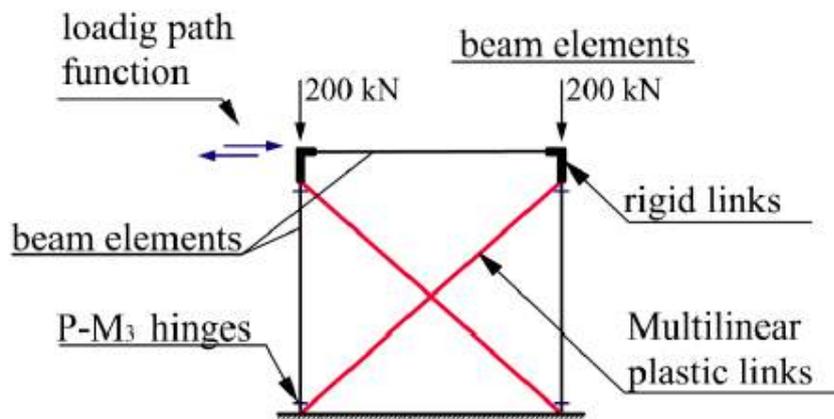


Figura 24. Modelo estructural para ley de Pívorot

Fuente: (Di Trapani, 2014)

2.6. ESTADO DEL ARTE

En 2019 (A. M. D'Altri et al., 2019), realiza una caracterización de los métodos de modelación numérica de la mampostería y se sugiere una clasificación lógica de los mismos que permita distinguirlos dependiendo del resultado que se está buscando.

- **Modelos basados en bloques BBMs**

Cada bloque es tratado como rígido o deformable, mientras la interacción entre bloques puede ser modelada mediante algunas formulaciones.

- **Modelos continuos CMs**

La mampostería es concebida como un cuerpo continuo deformable, sin diferenciación entre bloques y capas de mortero. Se pueden utilizar procesos de homogenización y alcances multiescala para poder obtener las características de todo el elemento que representa la mampostería.

- **Modelos de macroelementos MMs**

Los elementos estructurales a escala de panel (macroelementos) son usados para representar e idealizar la estructura. Específicamente dos macroelementos (columnas y antepechos) son descritos. La distinción de los macroelementos de una estructura deberá partir desde la base de la interpretación de la disposición estructural. La principal diferencia de los MMs es que el modelo trata de simular el comportamiento estructural de los elementos representándolos a escala de panel.

- **Modelos basados en geometría GMMs**

La estructura es utilizada como un cuerpo rígido. Los únicos datos principales en estos métodos están representados por la geometría de la estructura. Estos modelos ocupan soluciones basadas en análisis de límites superiores o límites inferiores.

Una vez revisados los métodos de análisis numérico de mampostería se puede afirmar que avances considerables se han presentado en los últimos años. La literatura científica disponible se encuentra creciendo constantemente y es extensa. Cada método numérico muestra una gama de usos y restricciones que los diferencian dependiendo del tipo de enfoque que se desea dar a la investigación.

Se recomienda el uso de modelos 3D para el estudio de la mampostería ya que consideran detalles del proyecto tales como irregularidades, etc.

En 2021 (Medina Rodriguez & Medina Vargas, 2021), En una estructura con voladizo se realizan dos modelaciones en una se considera la mampostería como reforzada y en otra como no reforzada. Al tomar en cuenta el reforzamiento en muros el comportamiento de la estructura cambia positivamente ya que cuando no se considera el reforzamiento en el análisis se presentan agrietamientos, rupturas y colapso.

En 2022 (Antonio Maria D'Altri et al., 2022), establecen estrategias que ajusten de manera adecuada las propiedades de la mampostería mediante el uso de diferentes modelos numéricos, variación de las condiciones de apoyo y condiciones de contorno. Se concluyó que la estrategia de calibración presentada en el estudio tuvo resultados efectivos para la obtención de propiedades del modelo que cumplan con el estándar tomado por los autores. La calibración de la resistencia de los paneles muestra resultados eficientes en todos los modelos utilizados con una aproximación considerada dentro de la tolerancia de la práctica de la ingeniería por lo que puede ser tomada como aceptada.

2.7. ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Corresponden a situaciones que dan lugar a una puesta fuera de servicio de la estructura por razones funcionales, de comodidad o de aspecto (estéticas) (Almerich-Chulia, 2010).

2.7.1. DERIVAS

Son desplazamientos relativos en la estructura obtenidos como consecuencia de la aplicación de fuerzas laterales de diseño reducidas ya sean estáticas o dinámicas. Son revisadas por cada piso.

La deriva elástica está definida como “el cociente entre el desplazamiento relativo del piso en cuestión con respecto al piso inferior consecutivo y la altura del entrepiso” (Manosalvas & Tarapues, 2017).

$$\Delta e = \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_e} \quad (2.7.1)$$

La deriva inelástica de acuerdo a (NEC-SE-DS, 2014) es la siguiente relación entre la deriva elástica con el factor de reducción de fuerzas sísmicas. Debiendo ser esta menor al 2%

$$\Delta_m = 0.75 * \Delta_e * R \quad (2.7.2)$$

Donde:

Δ_e : Deriva elástica

i : Número de piso

h_e : Altura de entrepiso

Δ_m : Deriva máxima inelástica

2.7.2. DEFLEXIONES

Según (Gere & Goodno, 2018), “La deflexión de la viga en cualquier punto a lo largo de su eje es el desplazamiento de ese punto desde su posición original medido en dirección Y.

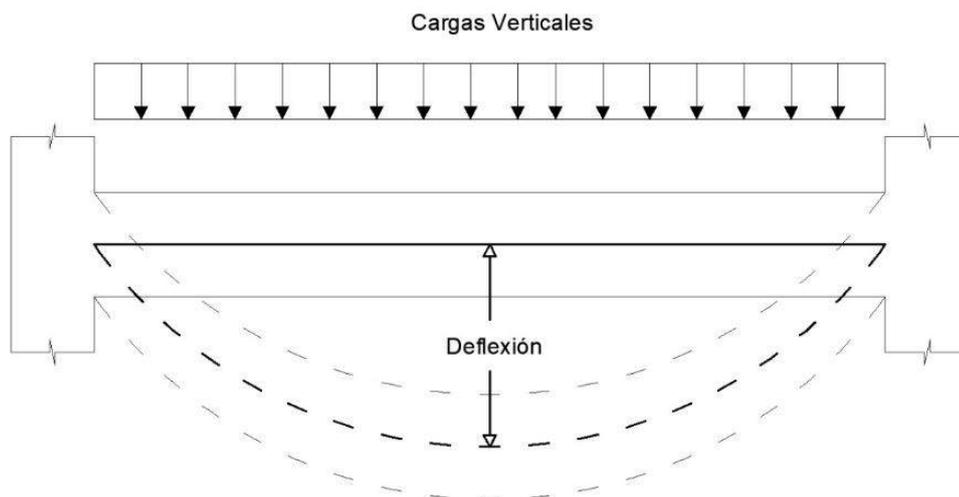


Figura 25. Deflexión en viga

Fuente: Rodríguez, Yépez

2.7.3. VIBRACIONES

Es particularmente importante entender las vibraciones estructurales y reducirlas mediante un diseño apropiado que garantice la confianza, seguridad y comportamiento estructural (Jin et al., 2015). Las vibraciones de una estructura

dependerán de la rigidez de sus elementos por lo que si se tiene elementos rígidos las vibraciones serán disminuidas.

Para un comportamiento adecuado de la estructura se recomienda que los dos primeros modos de vibración sean traslacionales en X y en Y, y a partir del tercer modo puedan ser de rotación.

2.7.3.1.Periodo fundamental

Es comprobado el hecho de que el periodo fundamental tiene una estricta relación con el daño estructural y gracias a esto se pueden realizar estimaciones confiables que pueden ser útiles para los organismos de protección locales para poder planificar estrategias de intervención y elaborar mapas de riesgos.

Los códigos de construcción generalmente ocupan el período fundamental de estructuras para evaluar la respuesta ante cargas sísmicas. Este parámetro generalmente es calculado mediante fórmulas empíricas establecidas en los códigos (Khalil et al., 2007). El periodo fundamental va a influir en el cortante basal debido a que el mismo está asociado al coeficiente de la aceleración de la gravedad del espectro elástico (Aguilar, 2012).

En base al estudio de (Asteris et al., 2015) se puede afirmar que el número de plantas, la rigidez de la mampostería, el tipo de suelo y los pisos blandos son características que tienen influencia sobre el periodo fundamental.

2.8. PREDISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

2.8.1. VIGAS

Para obtener las dimensiones mínimas de vigas, se adoptaron las condiciones mencionadas en la (ACI 318, 2019), en las cuales se analiza las condiciones de apoyo de las vigas.

Tabla 7.*Altura mínima para vigas*

Condición de apoyo	Altura mínima
Simplemente apoyada	$l/16$
Con un extremo continuo	$l/18.5$
Ambos extremos continuos	$l/21$
En voladizo	$l/8$

*Fuente: (ACI 318, 2019)***2.8.2. LOSAS**

Para obtener las dimensiones de losas mínimas requeridas por el edificio, se analizó el tipo de comportamiento que adoptan los espacios entre las luces ya sean como losas en una dirección o losas en dos direcciones.

2.8.2.1. Losas en una dirección

De acuerdo al (ACI 318, 2019) en la tabla 7.3.1.1 cuando se tiene losas que trabajan en una dirección se debe de considerar la siguiente tabla para obtener la altura mínima de las losas.

Tabla 8.*Altura mínima para losas en una dirección*

Condición de apoyo	Altura mínima
Simplemente apoyada	$l/20$
Con un extremo continuo	$l/24$
Ambos extremos continuos	$l/28$
En voladizo	$l/10$

*Fuente: (ACI 318, 2019)***2.8.2.2. Losas en dos direcciones**

Para determinar la altura mínima que deberían de tener las losas en dos direcciones se debe de considerar la relación que tiene la inercia de la viga con la inercia de una franja de la losa.

Si α_{fm} es menor o igual a 0.2, se debe de emplear la tabla 8.3.1.1 del ACI 318-19.

Tabla 9.*Altura mínima para losas en dos direcciones*

f_y (Mpa)	Sin ábacos			Con ábacos		
	Paneles exteriores		Panales interiores	Paneles exteriores		Panales interiores
	Sin vigas de borde	Con vigas de borde		Sin vigas de borde	Con vigas de borde	
280	ln/33	ln/36	ln/36	ln/36	ln/40	ln/40
420	ln/30	ln/33	ln/33	ln/33	ln/36	ln/36
520	ln/28	ln/31	ln/31	ln/31	ln/34	ln/34

Fuente: (ACI 318, 2019)

Si α_{fm} mayor a 0.2, se debe de emplear las ecuaciones de la tabla 8.3.1.2 del ACI 318-19.

$$0.2 < \alpha_{fm} \leq 2 \rightarrow h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_{fm} - 0.2)} \quad (2.8.1)$$

$$\alpha_{fm} > 2 \rightarrow h = \frac{l_n \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \quad (2.8.2)$$

Donde:

l_n : luz libre en la dirección larga

β : relación de la luz libre en la dirección larga con la dirección corta de la losa.

α_{fm} : valor promedio de α_f

α_f : relación entre la rigidez a flexión de una sección de viga con una franja de losa

Se debe de comparar las inercias entre la losa alivianada y la losa maciza junto con sus pesos, de tal manera que la inercia alivianada sea mayor a la losa maciza y que el peso de la losa alivianada sea menor al peso de la losa maciza.

2.8.3. COLUMNAS

Para encontrar las dimensiones requeridas por las columnas, se trabajó con un análisis de cargas verticales el cual toma en cuenta el peso de los elementos y las cargas a las cuales estará sometida la estructura y por medio de las combinaciones de carga que la norma específica se obtienen las cargas últimas para cada combinación.

2.8.4. MUROS

Para realizar el prediseño de muros se debe utilizar la tabla 11.31.1.1 del (ACI 318, 2019), la misma brinda diferentes consideraciones para el espesor mínimo del muro de acuerdo al tipo de muro que se tiene.

Tabla 10.

Espesor mínimo para muros

Tipo de muro	Espesor mínimo del muro, h		
De carga	El mayor de:	100 mm	a)
		1/25 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	b)
No portante	El mayor de:	100 mm	c)
		1/30 de la menor entre la altura y la longitud no apoyadas	d)
Exteriores de sótanos y cimentaciones	190 mm		e)

Fuente: (ACI 318, 2019)

La norma también brinda consideraciones en caso de que el muro deba de ser diseñado con cabezales. Para el análisis se emplea la tabla R18.10.1 de la norma.

Tabla 11.

Requerimientos para el diseño de segmentos verticales de muros

h_w/l_w	l_w/b_w		
	$l_w/b_w \leq 2.5$	$l_w/b_w \leq 6$	$l_w/b_w > 6$
$h_w/l_w < 2$	Muro	Muro	Muro
$h_w/l_w \geq 2$	El cabezal de muro debe cumplir los requisitos de diseño de columnas, véase 18.10.8.1	El cabezal de muro debe cumplir los requisitos de columna o requisitos alternos, véase 18.10.8.1	Muro

Fuente: (ACI 318, 2019)

Donde:

h_w : altura libre del segmento vertical del muro

l_w : longitud del segmento vertical del muro

b_w : espesor del muro

2.9. PROCEDIMIENTOS PARA EL DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para realizar el diseño de los elementos estructurales se basó en el método LRFD (Load and Resistance Factor Design), en este método las cargas de diseño se mayoran y las resistencias de diseño se minoran. Los factores de mayoración

de carga se los tomó de la norma NEC-SE-GS, mientras que los factores de reducción de resistencia están descritos en la norma ACI 318-19 en la tabla 21.2.1.

“Los objetivos de los factores de reducción de resistencia que se aplican en este método son:

- Tener en cuenta la probabilidad de existencia de miembros con una baja resistencia debida a las variaciones en la resistencia de los materiales y las dimensiones.
- Considerar inexactitudes en las ecuaciones de diseño.
- Reflejar la ductilidad disponible y la confiabilidad requerida para el elemento sometido a los efectos de carga en consideración.
- Reflejar la importancia del elemento en la estructura.” (ACI 318, 2019)

2.9.1. VIGAS

2.9.1.1. Diseño a flexión

Debido a que las vigas forman parte de los sistemas estructurales, se encuentran sometidas a cargas externas que producen en ellas ciertas solicitaciones de flexión y corte y en algunos casos torsión; siendo la flexión el caso típico para el cual son diseñadas.

El proceso básicamente es plantear el elemento estructural tomando en cuenta que la resistencia de diseño debe ser mayor o igual a la resistencia requerida. Tomando como punto de partida que la resistencia de diseño es igual a la requerida, y conociendo su factor de reducción de resistencia se podrá obtener el momento nominal que el elemento tiene que alcanzar y para el cual se encontrarán los refuerzos necesarios.

El diseño a flexión inicia con los momentos últimos obtenidos del modelo matemático realizado en Etabs, los mismos que se someten a las combinaciones de carga que establecen tanto la norma (NEC-SE-CG, 2014) como la (ACI 318, 2019).

$$C1 = 1.4D \quad (2.9.1)$$

$$C2 = 1.2D + 1.6L \quad (2.9.2)$$

$$C3 = 1.2D + L \pm S_x \quad (2.9.3)$$

$$C4 = 1.2D + L \pm S_y \quad (2.9.4)$$

$$C5 = 0.9D \pm S_x \quad (2.9.5)$$

$$C6 = 0.9D \pm S_y \quad (2.9.6)$$

Tomando los valores de las combinaciones, se obtiene la envolvente de diseño que sirve para tomar los momentos últimos principales de las vigas con lo cual se determinan los momentos nominales utilizando un factor de subcapacidad que de acuerdo con el (ACI 318, 2019) para una viga sometida a flexión es de $\phi=0.9$.

$$\phi_f * M_n \geq M_u \rightarrow M_n = \frac{M_u}{\phi_f} \quad (2.9.7)$$

Donde:

M_n : Momento Nominal.

M_u : Momento Último.

ϕ_f : Factor de subcapacidad para flexión.

Una vez calculados los momentos nominales, se obtienen los aceros requeridos para cumplir la demanda a flexión.

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad (2.9.8)$$

Donde:

A_s : Área de acero requerido a flexión.

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero $f_y=4200$ kg/cm².

d : Distancia medida desde la fibra a compresión hasta la varilla longitudinal más lejana.

f'_c : Esfuerzo a compresión del concreto.

b : Dimensión de la base de la viga.

Con los valores de aceros obtenidos, se debe comparar con las cuantías máximas y mínimas que la norma establece para vigas a flexión.

$$A_{s_{min}} = 0.25 * \sqrt{f'_c} * b * \frac{d}{f_y} \quad (2.9.9)$$

$$A_{s_{min}} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (2.9.10)$$

$$A_{s_{max}} = 0.025 * b * d \quad (2.9.11)$$

$$A_{s_{max}} = 0.5 * \rho_b * b * d \quad (2.9.12)$$

Donde:

ρ_b : Cuantía balanceada.

La norma ACI 318-19 establece las siguientes revisiones para los aceros colocados a lo largo de la viga:

Tabla 12.

Aceros colocados a lo largo de la viga

REVISIÓN	UBICACIÓN EN LA VIGA
$A_s(+)$ \geq $\frac{1}{2} A_s(-)$	Apoyos
$A_s \geq \frac{1}{4} A_s(\text{zona más armada})$	Toda la longitud de la viga

Fuente: (ACI 318, 2019)

Una vez cumplidas las revisiones, se escogen las varillas suficientes para cumplir con las demandas de manera que se define el área de acero colocado.

2.9.1.2. Diseño a corte

Con el área de acero colocado, procedemos con el diseño a corte de la viga, igual que para el diseño a flexión, tomamos los cortantes de carga muerta y carga viva para así poder realizar la combinación de carga C2 y poder diseñar a corte. Los cortantes de las vigas se tomaron en las caras de las columnas.

Para el diseño a corte se debe de considerar el aporte del acero de los nervios de la losa en la unión con la viga. Para casos prácticos el área de acero que aportan los nervios es de 8 cm² (Placencia, 2020).

$$M_{PR} = \alpha * A_s * f_y * \left(d - \frac{\alpha * A_s * f_y}{1.7 * f'_c * b} \right) \quad (2.9.13)$$

Donde: del

α : Factor que considera la corrección de la curva esfuerzo-deformación del acero

Con los momentos probables se determina el cortante hiperestático (se debe de tomar el máximo valor de cada columna):

$$V_{hip} = \frac{M_{PR1} + M_{PR2}}{\text{longitud del vano}} \quad (2.9.14)$$

Donde:

V_{hip} : Cortante Hiperestático.

De las combinaciones de carga se debe de obtener el Cortante máximo de cada vano.

$$V_{cv} = \text{combinaciones de carga vertical}$$

Calculamos el cortante último, para luego determinar el cortante nominal:

$$V_u = V_{hip} + V_{cv} \quad (2.9.15)$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi_c} \quad (2.9.16)$$

Donde:

V_n : Cortante Nominal

ϕ_c : Factor de reducción de resistencia a corte.

V_u : Cortante Último

Calculamos el cortante del concreto y del acero:

$$V_c = 0.53 * \lambda * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (2.9.17)$$

$$V_s = V_n - V_c \quad (2.9.18)$$

Donde:

V_s : Contribución a corte del acero.

V_c : Contribución a corte del concreto.

Se deben de realizar las siguientes comprobaciones:

$$\text{si } V_{hip} > \frac{V_u}{2} \text{ entonces } V_c = 0$$

$$\text{si } V_s > 4 * V_c \text{ entonces la viga no cumple a corte}$$

En caso de que la viga no cumpla se debe de rediseñar su sección.

Para determinar los ramales que se deben de colocar se debe calcular A_v :

$$A_v = V_s * \frac{s}{f_y * d} \quad (2.9.19)$$

Donde:

A_v : Área de la sección transversal de cada estribo.
 s : separación entre estribos.

El valor de “ s ” deberá ser menor a:

$$\frac{d}{4}, 6 * v_{long}, 24 * v_{est}, 15$$

Donde:

V_{long} : Diámetro más grande de las varillas longitudinales.

V_{est} : Diámetro de estribos.

Ramales:

$$R = \frac{A_v}{A_{est}} \quad (2.9.20)$$

Donde:

A_{est} : Área de cada estribo.

2.9.2. COLUMNAS

2.9.2.1. Diseño a flexo-compresión

Para el prediseño de una columna de concreto armado se debe de tomar en cuenta la cuantía de acero que se va a emplear, con lo cual se tiene el acero que se debe colocar por la sección de la columna.

$$A_{scol} = b * h * \rho \quad (2.9.21)$$

Donde:

b : base de la cara de la columna.

h : altura de la cara de la columna.

ρ : Cuantía de acero para columnas (1%-3%) (NEC-SE-HM, 2015) capítulo 4.3.3.

Una vez conocidas las dimensiones de la columna más crítica y su refuerzo longitudinal se obtiene el diagrama de interacción que describe el comportamiento a flexo-compresión que puede estar teniendo la misma y compararlos con los esfuerzos a los que se encuentra sometida la columna para conocer si está cumpliendo con las solicitaciones resultantes de las combinaciones de carga.

2.9.2.2. Confinamiento

Se determina al área de acero que se va a tener en las direcciones de la columna.

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (2.9.22)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y} \quad (2.9.23)$$

Donde:

h'' : Altura del área confinada.

A_g : Área bruta de la sección de concreto.

A_c : Área confinada de concreto.

2.9.2.3. Corte

Se determina al área de acero requerida mediante el análisis de la capacidad de la sección.

$$V_u = \left(\frac{2 * M_b}{h_c} \right) * f \quad (2.9.24)$$

$$V_u \leq \phi_c V_c + \phi_c V_s \quad (2.9.25)$$

$$\phi_c V_c = 0.75 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (2.9.26)$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi_c V_c}{\phi_c} \quad (2.9.27)$$

Debe cumplirse que:

$$V_s \leq 4V_c \quad (2.9.28)$$

$$A_v = \frac{V_s * s}{f_y * d} \quad (2.9.29)$$

Donde:

M_b : Momento balanceado.

h_c : Altura de la columna.

f : Factor que considera la capacidad real de la columna.

b_w : Dimensión del alma de la columna.

d : peralte efectivo de la sección.

Se seleccionará el área de refuerzo transversal máxima entre las obtenidas del corte y confinamiento ya que cumplirá con el resto de los requisitos.

Los ramales se obtienen a partir de la división entre el área del acero transversal y el área del estribo que se va a colocar.

2.9.3. MUROS

Basándose en la ACI 318-19 se obtiene que el espesor mínimo de muros deberá ser de 30 cm. Este requisito dará punto de partida para el diseño de muros del edificio.

Para obtener los esfuerzos que se están produciendo en el muro se deberá trabajar con los valores de carga y momentos últimos, al igual que con los parámetros geométricos: Inercia, Centroides y área.

$$\sigma_{max/min} = \frac{P_u}{A} \pm \frac{M_u * \bar{Y}}{I} \quad (2.9.30)$$

Donde:

$\sigma_{max/min}$: Esfuerzos máximos y mínimos en base a la fuerza axial última y al momento último.

P_u : Fuerza axial última.

A : Área de la sección transversal del muro.

M_u : Momento último.

\bar{Y} : Distancia al centroides del muro.

I : Inercia del muro.

Es necesario saber si la aplicación de los esfuerzos en el muro estructural va a demandar de cabezales en el mismo. Esto se lo comprueba revisando que el esfuerzo máximo sea mayor que el 20 por ciento de f'_c . Si al revisar, se comprueba que el postulado anterior es verdadero, entonces es necesario ubicar cabezales en el muro, caso contrario no serán necesarios los cabezales (Ávila, 2018).

$$\sigma_{max} \geq 0.20 * f'_c$$

Para revisar los aceros mínimos que se deben ubicar, es importante reconocer el esfuerzo que cada acero va a tener que soportar.

En el alma es necesario verificar el acero mínimo por retracción (ACI 318, 2019) capítulo 18.10.2.1:

$$A_{s \text{ retracción}} = 0.0025 * A_g \quad (2.9.31)$$

Donde:

A_g : Área bruta de la sección de concreto del muro

De igual manera en el alma es importante garantizar el refuerzo adecuado para soportar flexión.

$$A_{s \text{ flexión}} = \frac{14}{f_y} * b * d \quad (2.9.32)$$

Donde:

b: dimensión de la base del muro.

d: peralte efectivo del muro.

En los cabezales es importante tomar en cuenta que los esfuerzos que van a tener que soportar son esfuerzos de flexo-compresión, razón por la cual se trabajará con las cuantías mínimas.

$$A_{s \text{ flexo-compresión}} = \rho * b * d \quad (2.9.33)$$

Donde:

ρ : cuantía mínima para flexo compresión.

Una vez se tiene la cantidad de aceros y los esfuerzos últimos, se compara con el diagrama de interacción del muro obtenido de Etabs para ver si los esfuerzos están ubicados en zonas del diagrama que garanticen un comportamiento adecuado.

2.9.3.1.Corte

En el diseño por corte es necesario observar cual es la zona del muro que tiene que soportar los esfuerzos de corte. En el caso de los muros con cabezales, la zona que soporta corte es el alma y la prolongación del alma hasta el final del muro.

En muros el corte debe ser absorbido por el concreto como tal, razón por la cual se debe verificar que la siguiente ecuación obtenida de (Ávila, 2018) cumpla.

$$V_{max} = 5 * \phi_c * V_c \quad (2.9.34)$$

Donde:

ϕ_c : Factor de subcapacidad de corte.

V_c : Contribución del muro para resistir el corte.

El valor del cortante máximo, corresponde al cortante nominal que posee el muro.

$$V_{max} = \phi_c * V_n \quad (2.9.35)$$

Donde:

V_n : Cortante Nominal.

Una vez se obtiene el cortante nominal del muro, se lo debe comparar con la demanda a corte a la que está sometido.

V_u : Obtenido de las combinaciones de cargas aplicadas sobre el muro.

Una vez encontrado el valor del cortante último, se debe comparar con el cortante nominal reducido " ϕV_n " verificando que el cortante último sea menor al cortante nominal reducido, en caso de no cumplirse se deberá rediseñar la geometría en la zona de soporte del corte.

$$\phi V_n = 0.85 * A_{cv} * (\sqrt{f'_c} + \rho_s * f_y) \quad (2.9.36)$$

Donde:

A_{cv} : Área bruta de la sección de concreto.

$$A_{cv} = L * b_w \quad (2.9.37)$$

Donde:

b_w : Longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante.

Una vez conocido el valor de " ρ_s " para encontrar el valor del refuerzo se debe despejar de la siguiente ecuación:

$$\rho_s = \frac{2 * A_s}{S * b_w} \quad (2.9.38)$$

Donde:

s : distancia entre refuerzos.

A_s : Acero requerido para soportar corte en muros.

2.9.3.2. Confinamiento

Se realiza el diseño analizando los cabezales de manera similar a las columnas, tomando los valores de A_{sh1} y A_{sh2} .

$$A_{sh1} = 0.3 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y} * \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (2.9.39)$$

$$A_{sh2} = 0.09 * \frac{s * h'' * f'_c}{f_y} \quad (2.9.40)$$

2.9.4. CIMENTACIONES

El siguiente procedimiento es aplicable únicamente para el diseño de plintos aislados.

2.9.4.1. Corte

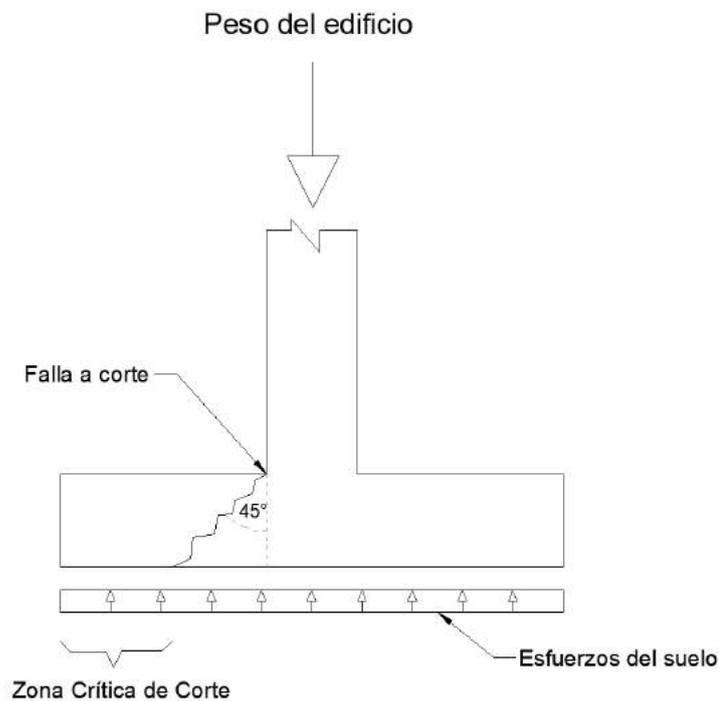


Figura 26. Sección crítica a corte en cimentaciones

Fuente: Rodríguez, Yépez

Para determinar el área de la sección de la cimentación se debe considerar las cargas que llegan a la misma y el esfuerzo admisible del suelo.

Las cargas más representativas son:

D: Carga muerta

L: Carga viva

S: Carga de sismo

El área de la cimentación se encuentra escogiendo el máximo de los valores de las siguientes ecuaciones:

$$A_1 = \frac{D + L}{\sigma_{adm}} \quad (2.9.41)$$

$$A_2 = \frac{D + L + S}{\sigma_{adm} * 1.33} \quad (2.9.42)$$

$$A = \max(A_1, A_2) \quad (2.9.43)$$

$$A = b * l \quad (2.9.44)$$

Donde:

b: base de la zapata de cimentación

l: longitud de la zapata de cimentación.

σ_{adm} : Esfuerzo Admisible del suelo.

Con el área de la cimentación se debe cumplir que el esfuerzo último sea mayor al esfuerzo admisible.

$$\sigma_u > \sigma_{adm} \quad (2.9.45)$$

$$\sigma_u = \frac{P_u \max}{A} \quad (2.9.46)$$

De donde P_u se obtiene a partir del máximo de las combinaciones C1, C2, C3 o C4, C5 o C6 previamente mencionadas en el capítulo 2.3.5.1.1 del presente documento.

Se procede a calcular L_v tomando en cuenta que se va a diseñar para un ancho unitario.

$$L_v = \frac{b - b_w - 2d}{2} \quad (2.9.47)$$

Donde:

b: base de la cimentación.

b_w : base de la columna.

d: peralte efectivo de la cimentación.

Con ayuda de L_v se calcula el cortante último " V_u ".

$$V_u = \sigma_u * 1 * L_v \quad (2.9.48)$$

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.9.49)$$

$$\phi V_n = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * 100 * d * \lambda \quad (2.9.50)$$

Donde:

λ : Factor que depende del tipo de concreto empleado (liviano o normal)

2.9.4.2. Punzonamiento

En cimentaciones el diseño por punzonamiento es un requisito fundamental por lo que para realizar su diseño se debe considerar su área de punzonamiento.

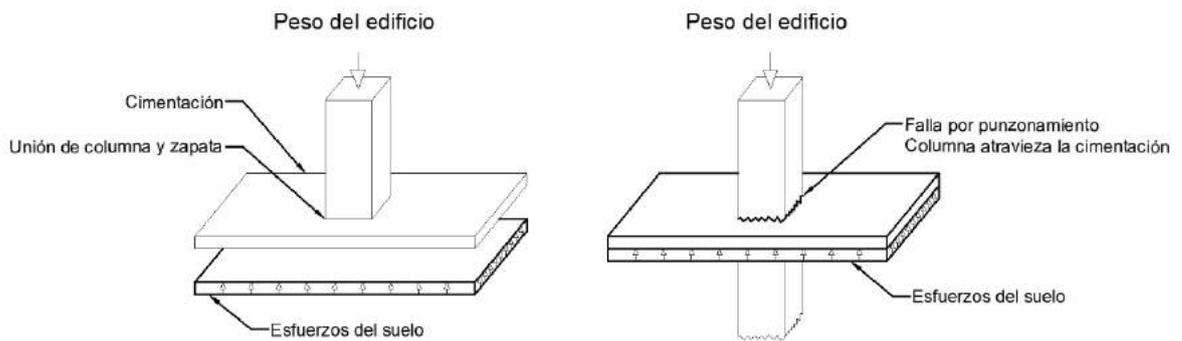


Figura 27. Punzonamiento para cimentación central

Fuente: Rodríguez, Yépez

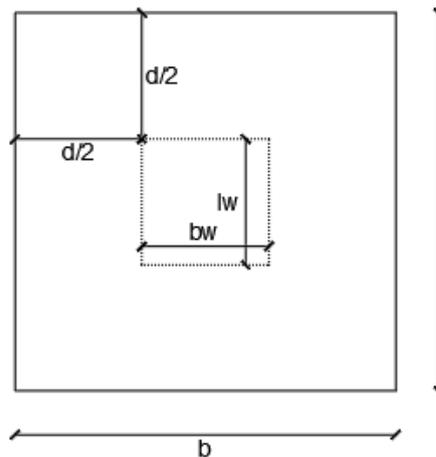


Figura 28. Área de punzonamiento para cimentación central

Fuente: Rodríguez, Yépez

$$b_o = 2[(b_w + d) + (l_w + d)] \quad (2.9.51)$$

$$A_o = (b_w + d) * (l_w + d) \quad (2.9.52)$$

Donde:

b_o : Perímetro de punzonamiento

A_o : Área de punzonamiento

Conociendo el área de punzonamiento se procede a calcular el cortante último.

$$V_u = \sigma_u * ((b * l) - A_o) \quad (2.9.53)$$

Debe cumplirse la siguiente revisión.

$$V_u \leq \phi V_n \quad (2.9.54)$$

$$V_c = V_n \quad (2.9.55)$$

El cortante del concreto es obtenido a partir de las siguientes expresiones.

$$V_c = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.53 * \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d \\ 0.27 * \left(\frac{\alpha_s * d}{b_o} + 2\right) * \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d \\ \lambda * \sqrt{f'_c} * b_o * d \end{array} \right\} \quad (2.9.56)$$

Donde:

$$\beta = \frac{\text{Lado largo de la columna}}{\text{Lado corto de la columna}} \quad (2.9.57)$$

$$\alpha_s = \left\{ \begin{array}{l} 40 \text{ (columna interior)} \\ 30 \text{ (columna de borde)} \\ 20 \text{ (columna de esquina)} \end{array} \right\} \quad (2.9.58)$$

2.9.4.3. Flexión

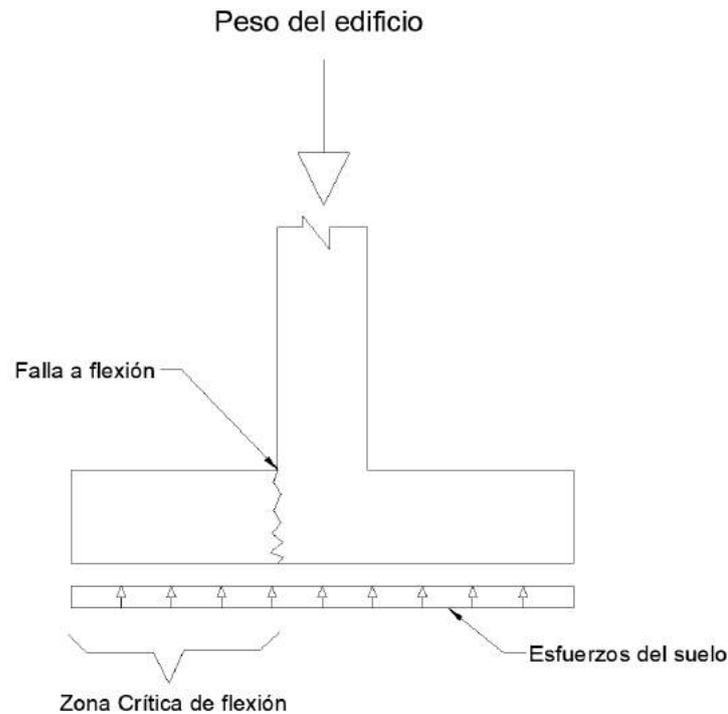


Figura 29. Sección crítica para flexión en cimentaciones

Fuente: Rodríguez, Yépez

Se debe trabajar con el momento último.

$$M_u = \frac{\sigma_u * (l_v + d)^2 * 1}{2} \quad (2.9.59)$$

$$M_u \leq \phi M_n \quad (2.9.60)$$

De donde debe obtenerse el acero requerido para flexión en cimentaciones.

$$M_n = A_s * f_y * \left(d - \frac{A_s * f_y}{1.7 * f'_c * 100} \right) \quad (2.9.61)$$

Las revisiones que deben realizarse son:

$\rho_{min} \geq 0.0018$

El diseño a flexión debe ser realizado en dos direcciones

El espaciamiento máximo de varillas no debe mayor a 30 cm, de acuerdo a lo establecido en (ACI 318, 2019), capítulo 8.7.5.3.

CAPÍTULO 3

METODOLOGÍA

3.1. ARQUITECTURA DEL PROYECTO

Se trabajará con un edificio ubicado en la ciudad de Quito, cuya ocupación principal es de vivienda, con alturas de entrepiso de 3m. Los edificios son de 14 y 7 pisos con 2 subsuelos cada uno. Cada piso consta de 4 departamentos y en los subsuelos se distribuyeron 31 espacios de parqueaderos. Cada departamento posee dos cuartos, 3 baños, sala, cocina, área de lavado y estudio.

3.1.1. CONFIGURACIÓN ARQUITECTÓNICA

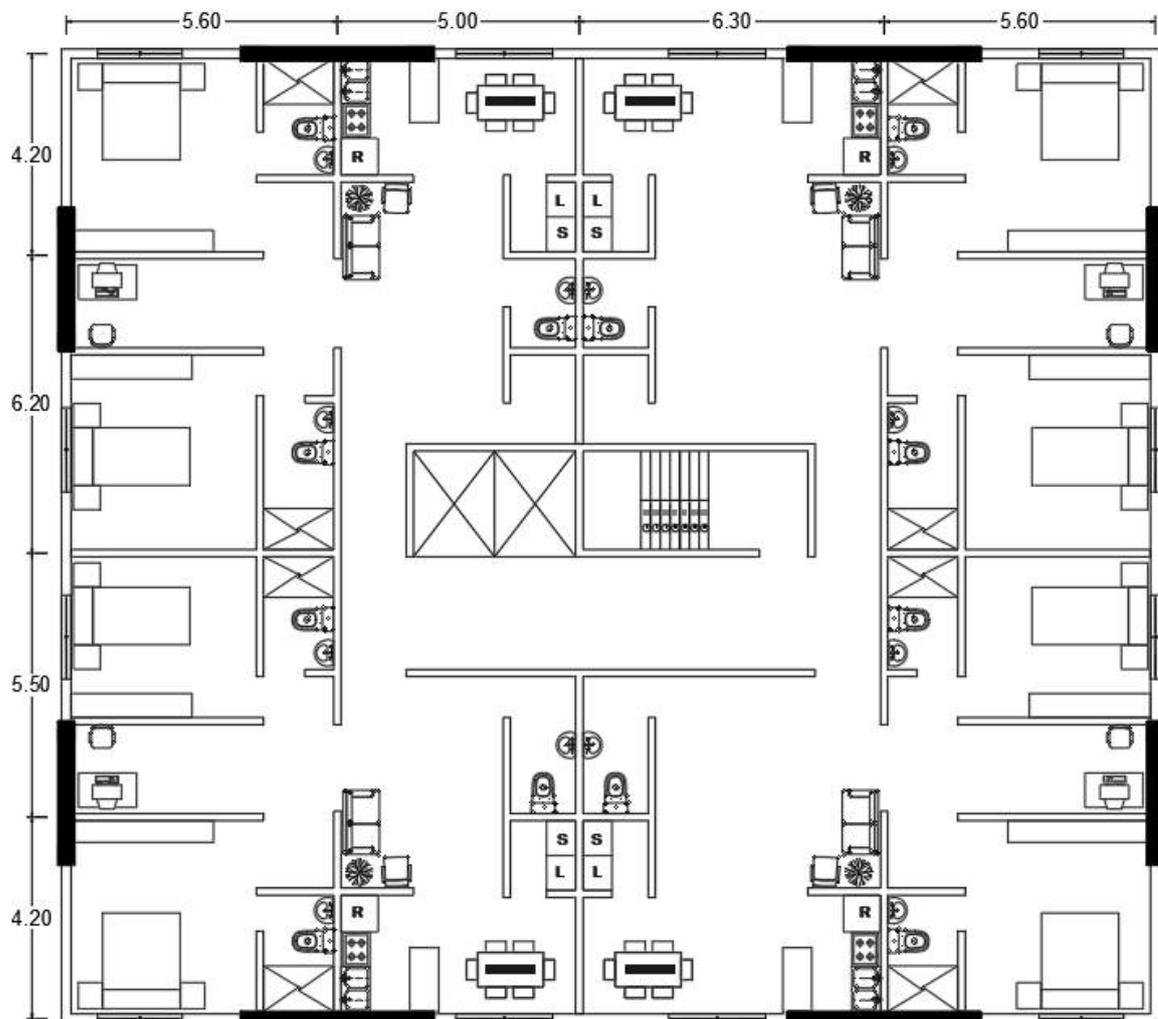


Figura 30. Vista en planta edificios de 7 y 14 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

En la Figura 30 se puede observar la distribución en planta de los muros. Tanto su prediseño como su diseño se los desarrolla en los capítulos posteriores.

Los departamentos tienen áreas variantes que van desde 87.17m² hasta 109.33m² y están distribuidos de la siguiente manera:

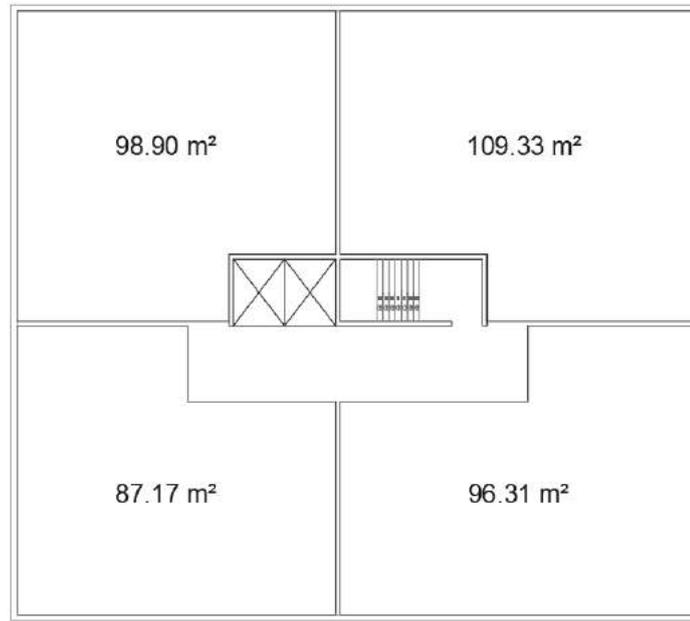


Figura 31. Área de departamentos

Fuente: Rodríguez, Yépez

La ubicación de los muros fue definida para restringir efectos no deseados de rotación en planta y para disminuir los períodos de vibración tanto en la dirección X como en la dirección Y.

3.2. SOFTWARE DE MODELACIÓN

En el estudio y diseño de estructuras varios han sido los programas que han sido creados para facilitar el trabajo del ingeniero diseñador, sin embargo, son contados los que han perdurado en el tiempo gracias a su alta fiabilidad y sus herramientas amigables con el diseñador.

Etabs es el programa más popular actualmente debido a que lleva 40 años en el mercado y mediante un continuo desarrollo ha contribuido tanto en trabajos de investigación como en proyectos llevados a cabo en la realidad, ya que permite realizar el análisis lineal y no lineal de las estructuras y acompaña a los diseñadores

desde la definición de materiales hasta las geometrías tanto de los elementos estructurales como de las estructuras en general.

3.2.1. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

Los materiales que se ingresaron al programa fueron utilizados tanto para el análisis del edificio de 14 pisos como para el de 7 pisos.

3.2.1.1. Concreto

Para el presente trabajo se empleó un f'_c igual a 240 kg/cm².

La norma ecuatoriana de construcción establece aplicar ciertas características en el concreto para poder acomodar el diseño en la realidad nacional. Entre las mismas se encuentra la adopción de coeficientes de agrietamiento y de fórmulas que asienten las características reales dentro del software de modelación.

La norma ecuatoriana de la construcción establece que para modelos elásticos que son diseñados para resistir acciones de sismo, el módulo de elasticidad del concreto de densidad normal debe ser dado por la siguiente ecuación (NEC-SE-HM, 2015):

$$E_c = 13000 * \sqrt{f'_c} \quad (3.2.1)$$

$$E_c = 201395.13 \text{ kg/cm}^2$$

Donde:

E_c : Módulo de elasticidad para el concreto (kg/cm²)

f'_c : Resistencia a la compresión del concreto (kg/cm²)

Figura 32. Concreto 240 kg/cm²

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.1.2. Acero de Refuerzo

En base a lo establecido en la norma ecuatoriana de la construcción el acero de refuerzo para elementos estructurales en espirales o en aceros pretensados debe ser liso, sin embargo, para refuerzos comunes debe ser corrugado. El esfuerzo de fluencia será de 4200kg/cm² ya que es el más utilizado en el Ecuador. (NEC-SE-HM, 2015)

Figura 33. Acero de refuerzo 4200 kg/cm²

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.2. INGRESO DE DATOS

Para el cálculo de la rigidez y de las derivas máximas, la norma ecuatoriana de la construcción establece que se deben usar los valores de las inercias de agrietamiento en los elementos de la estructura conforme a la siguiente tabla.

Tabla 13.

Agrietamiento del concreto

Elemento estructural	Factor de agrietamiento
Vigas	0.5
Columnas	0.8
Muros	0.6

Fuente: (NEC-SE-DS, 2014)

3.2.2.1. Cargas aplicadas a la estructura

Se debe de ingresar en el programa de modelación las distintas cargas que se van a ocupar ya sean cargas muertas, vivas o sismos.

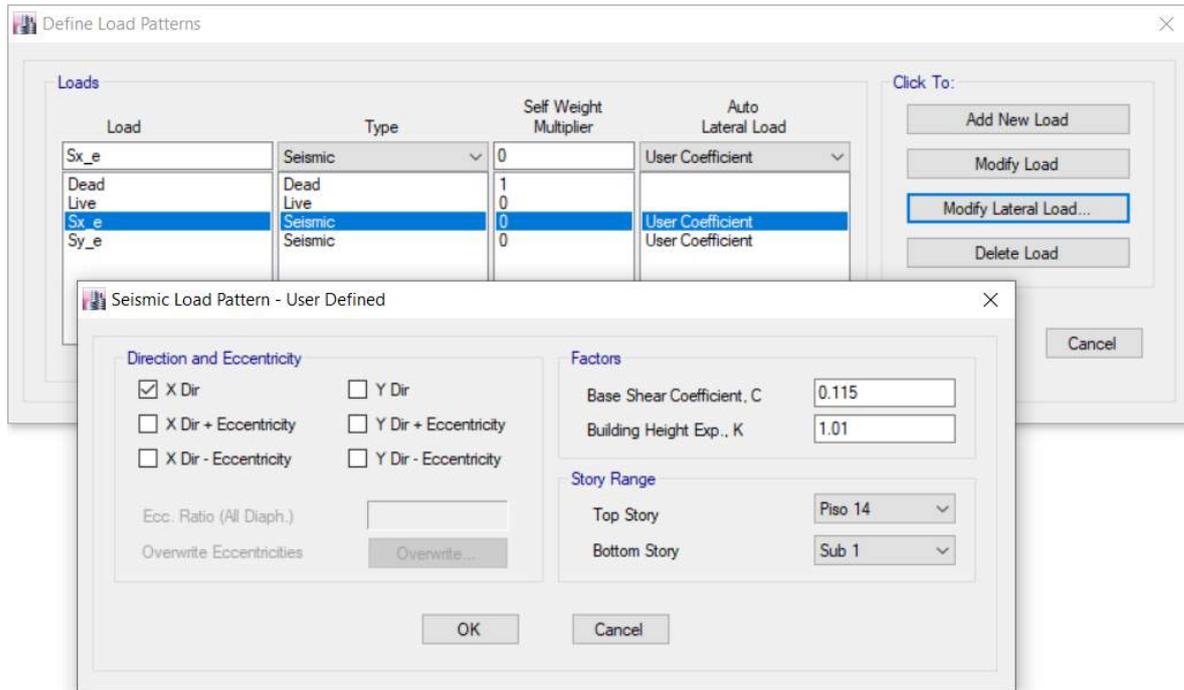


Figura 34. Patrones de carga

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

El programa de modelación considera el peso propio de las vigas, columnas y losas por lo que solo se considerará el peso de paredes, instalaciones y acabados. Las cargas vivas se toman de (NEC-SE-CG, 2014) capítulo 4.2.1.

Tabla 14.

Cargas muertas aplicadas

Elementos	Peso (kgf/m ²)
Bloques de losa	96
Mampostería	130
Acabados e instalaciones	107.96
Carga muerta	333.96
Carga muerta cubierta	203.96
Carga muerta parqueaderos	107.96

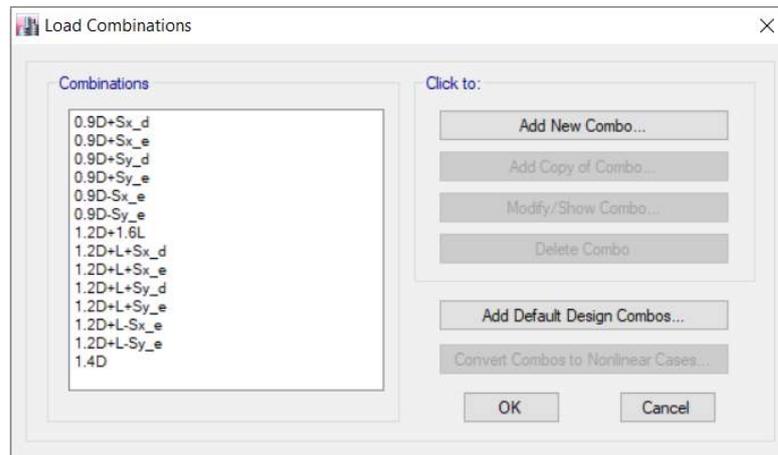
Fuente: Rodríguez, Yépez

Tabla 15.*Cargas vivas aplicadas*

	Viva (kgf/m ²)
Cubierta	100
Residencias (viviendas)	200
Acera peatonal	480
Parqueaderos	200

Fuente: (NEC-SE-CG, 2014)

Con las cargas definidas se procede a colocar las combinaciones de carga que se mencionaron previamente en este documento.

*Figura 35. Combinaciones de carga**Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez*

3.2.2.2. Vigas

Se tomó el valor $L/21$ debido a que no existen volados y al mismo tiempo cumplen con las otras condiciones donde se evalúan vigas simplemente apoyadas y con solo un extremo continuo. Este resultado fue igual a 45 cm, pero debido a las solicitaciones de la edificación se modificó para tener una altura final de 60 cm.

De la misma forma, se tomó el capítulo 18.6.2 de la (ACI 318, 2019) para tomar el ancho mínimo que las vigas deben tener, cumpliendo con los requisitos de la norma se obtuvo un ancho igual a 30 cm, se terminó trabajando con una base para la viga igual 40 cm por las solicitaciones de la edificación. Estas secciones fueron aplicadas tanto para el edificio de 14 pisos como para el de 7 pisos, ya que se mantuvo las secciones debido a que se mantiene las solicitaciones del edificio.

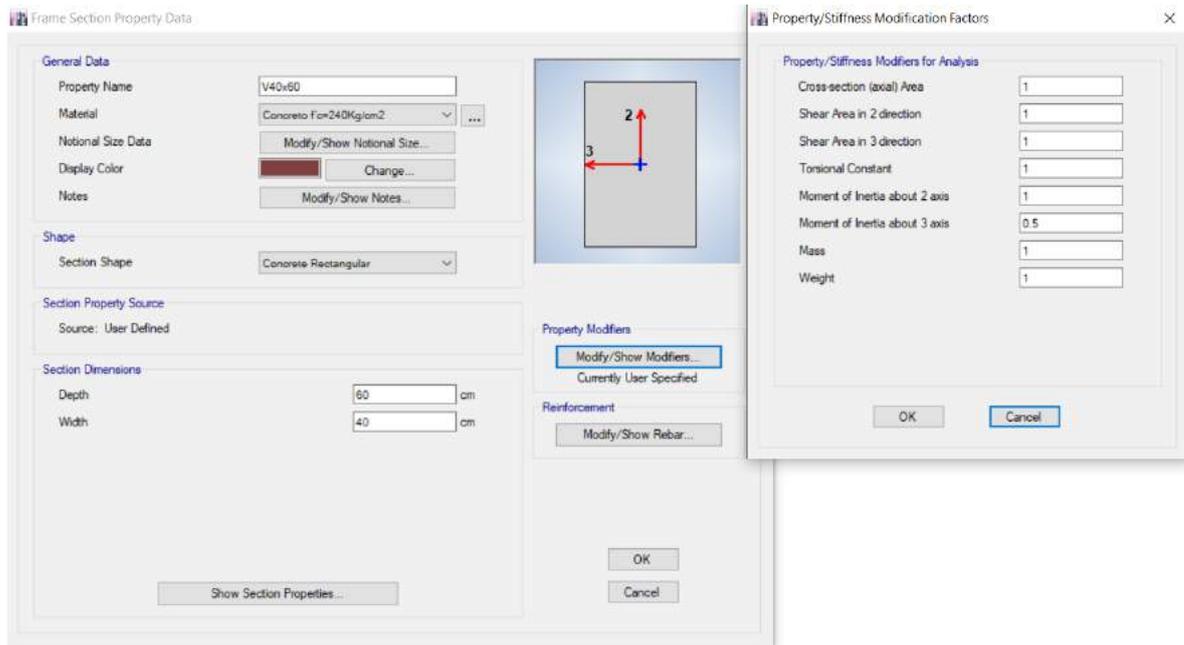


Figura 36. Definición de vigas en programa de modelación

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.2.3.Losas

Como se mencionó en el capítulo 2.8.2 se evalúa el comportamiento de las losas. A continuación, se presenta la distribución de las losas para el análisis de su comportamiento. Ya que el comportamiento se mantiene en los edificios de diferente cantidad de pisos, los resultados fueron aplicados para ambos.

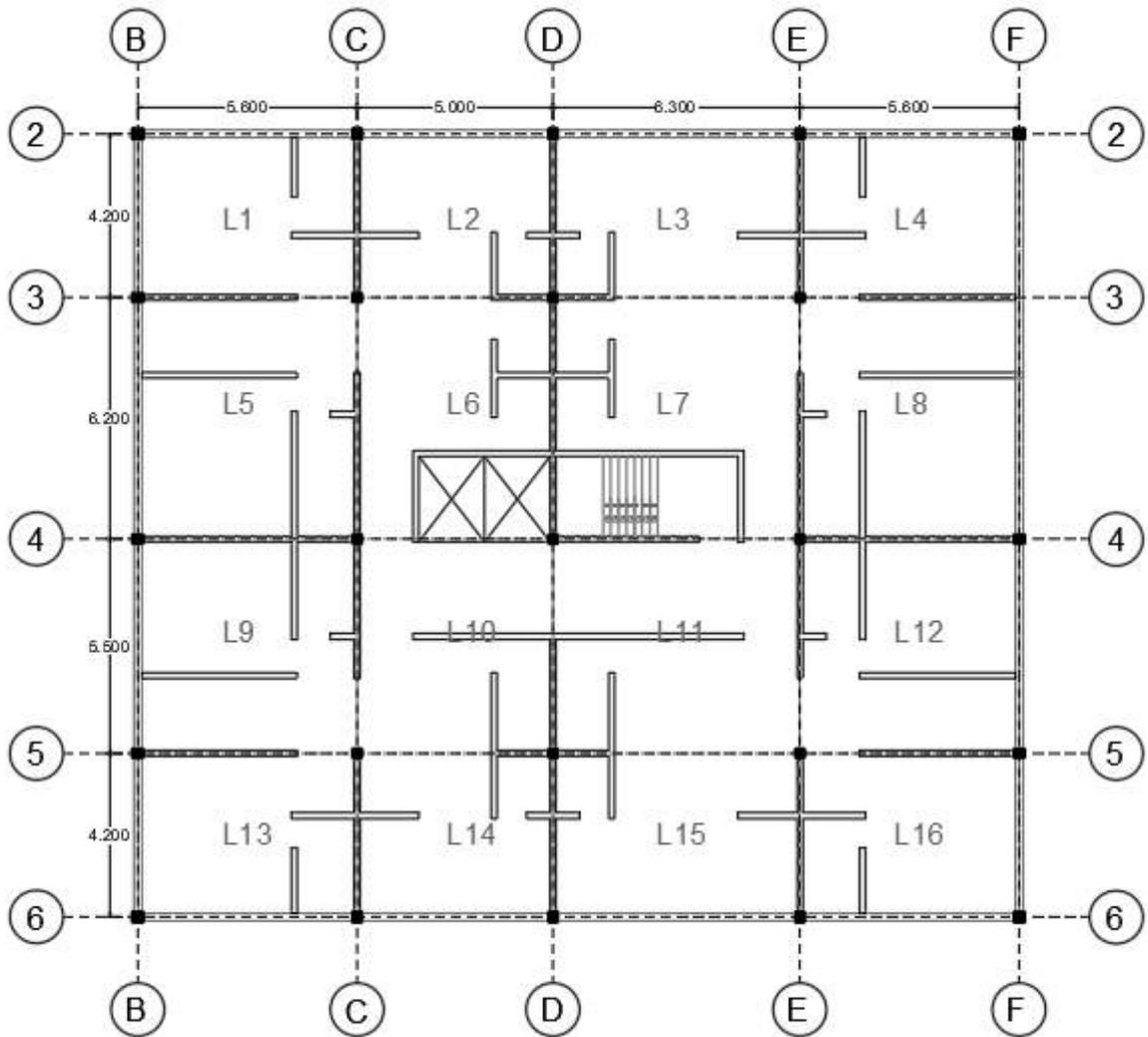


Figura 37. Distribución de losas para su comportamiento

Fuente: Rodríguez, Yépez

Tabla 16.*Comportamiento de losas*

Definición	Base (m)	Altura (m)	B/H	Comportamiento
L1	5.6	4.2	0.75	Dos Direcciones
L2	5	4.2	0.84	Dos Direcciones
L3	6.3	4.2	0.67	Dos Direcciones
L4	5.6	4.2	0.75	Dos Direcciones
L5	5.6	6.2	0.90	Dos Direcciones
L6	5	6.2	0.81	Dos Direcciones
L7	6.3	6.2	0.98	Dos Direcciones
L8	5.6	6.2	0.90	Dos Direcciones
L9	5.6	5.5	0.98	Dos Direcciones
L10	5	5.5	0.91	Dos Direcciones
L11	6.3	5.5	0.87	Dos Direcciones
L12	5.6	5.5	0.98	Dos Direcciones
L13	5.6	4.2	0.75	Dos Direcciones
L14	5	4.2	0.84	Dos Direcciones
L15	6.3	4.2	0.67	Dos Direcciones
L16	5.6	4.2	0.75	Dos Direcciones

Fuente: Rodríguez, Yépez

Tomando en cuenta que las losas del edificio se comportan de forma bidireccional, se adoptaron las ecuaciones especificadas en el capítulo 2.8.2.2.

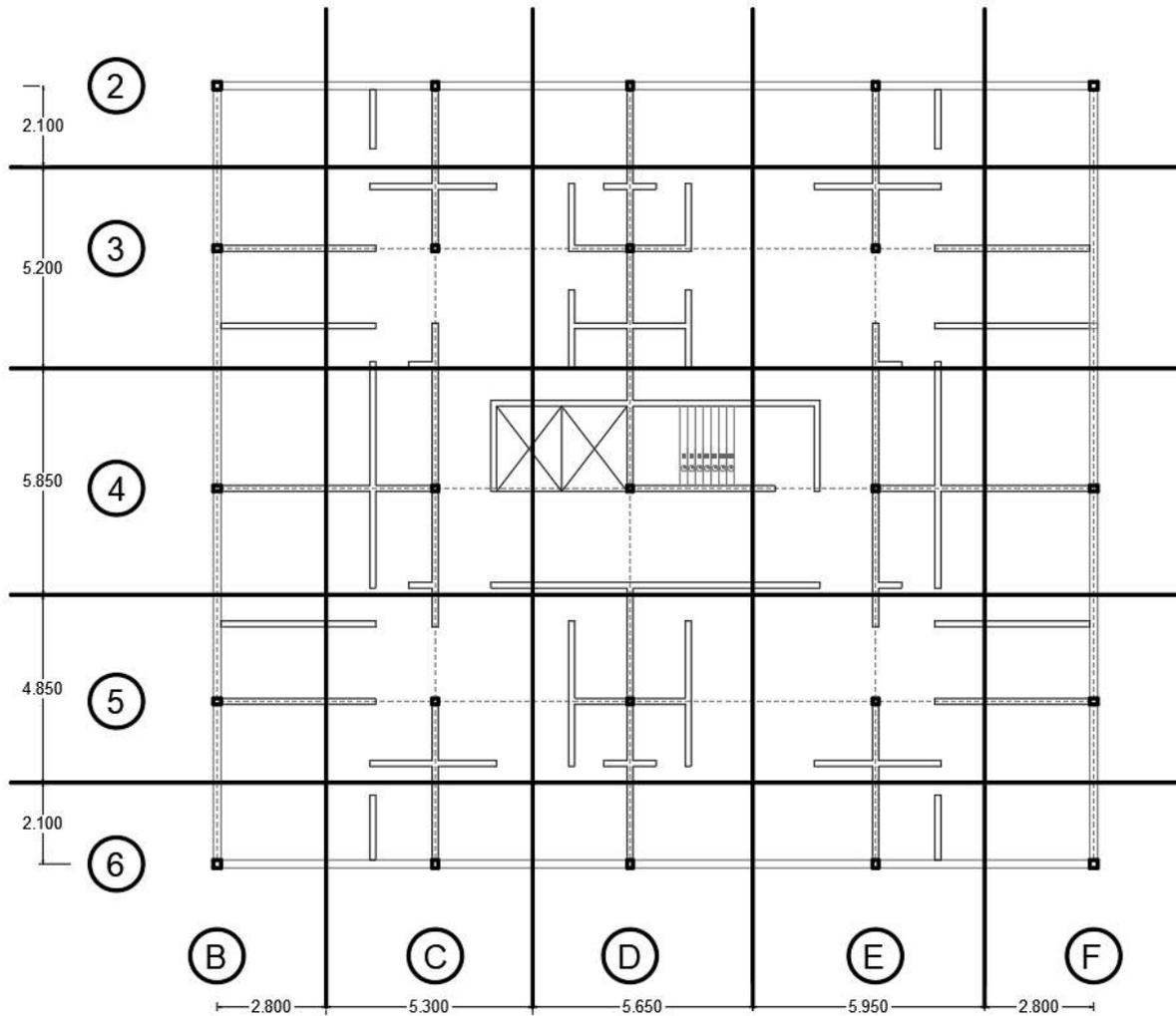


Figura 38. Franjas para cálculo de α_{fm}

Fuente: Rodríguez, Yépez

Una vez definidos los ejes, se procedió a calcular α_f para cada franja, este se lo calcula con la inercia de la viga que se obtuvo en el prediseño para la inercia de losa en la franja a considerar. Ejemplo de cálculo de α_f para la franja 6.

$$\alpha_f = \frac{30 * 45^3 / 12}{210 * 18.06^3 / 12} = 2.21$$

Tabla 17.Coeficiente α_{fm}

Franjas	Ancho (m)	Ancho (cm)	I (cm ⁴)		
6	2.1	210	103104.17	α_f	2.21
5	4.85	485	238121.53	α_f	0.96
4	5.85	585	287218.75	α_f	0.79
3	5.2	520	255305.56	α_f	0.89
2	2.1	210	103104.17	α_f	2.21
B	2.8	280	137472.22	α_f	1.66
C	5.3	530	260215.28	α_f	0.88
D	5.65	565	277399.31	α_f	0.82
E	5.95	595	292128.47	α_f	0.78
F	2.8	280	137472.22	α_f	1.66
				α_{fm}	1.29

Fuente: Rodríguez, Yépez

Ya que el valor de α_{fm} es menor a 2 y mayor a 0.2, se procede a emplear la ecuación (2.8.1). Se tomó la losa con las longitudes más grandes para realizar el análisis para el cálculo de su altura.

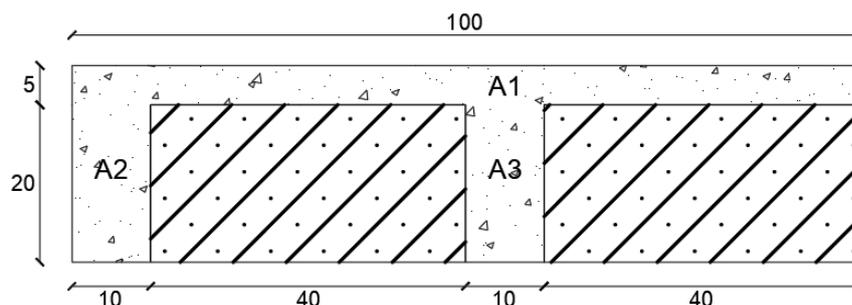
Tabla 18.

Altura losa maciza

L1 (m)	6.2	Ln1 (m)	5.9
L2 (m)	6.3	Ln2 (m)	6
β	1.02		
h (cm)	15.90	V (m ³ /m ²)	0.1590
I (cm ⁴)	34133.33	Peso (ton/m ²)	0.3815

Fuente: Rodríguez, Yépez

Debido a que se buscaba un comportamiento sismorresistente adecuado, se adoptó por una losa alivianada y se buscó comprobarlo mediante el método de losa equivalente, que consiste en comparar las inercias de losa maciza y de la losa alivianada, buscando que sean similares para que el comportamiento se mantenga.



Elemento	b (cm)	h (cm)	Area (cm ²)	Y (cm)	A.Y (cm ³)	Ix (cm ⁴)	A.Y2 (cm ⁴)	Ixx (cm ⁴)
1	100	5	500	22.5	11250	1041.67	253125	254166.67
2	10	20	200	10	2000	6666.67	20000	26666.67
3	10	20	200	10	2000	6666.67	20000	26666.67
SUMA			900	SUMA	15250		SUMA	307500.00
Y (cm)=	16.94	V (m ³ /m ²)	0.122					
IT (cm ⁴)=	49097.22	Peso (ton/m ²)	0.2928					

Figura 39. Cálculo altura equivalente

Fuente: Rodríguez, Yépez

$$I_{alivianada} > I_{maciza} \rightarrow 49097.22 > 34133.33$$

$$Peso_{alivianada} < Peso_{maciza} \rightarrow 0.2928 < 0.3815$$

Una vez realizadas las comprobaciones de inercias y pesos para las losas, se procedió a emplear la losa alivianada en vez de la losa maciza por sus beneficios en inercia mayor y menor peso.

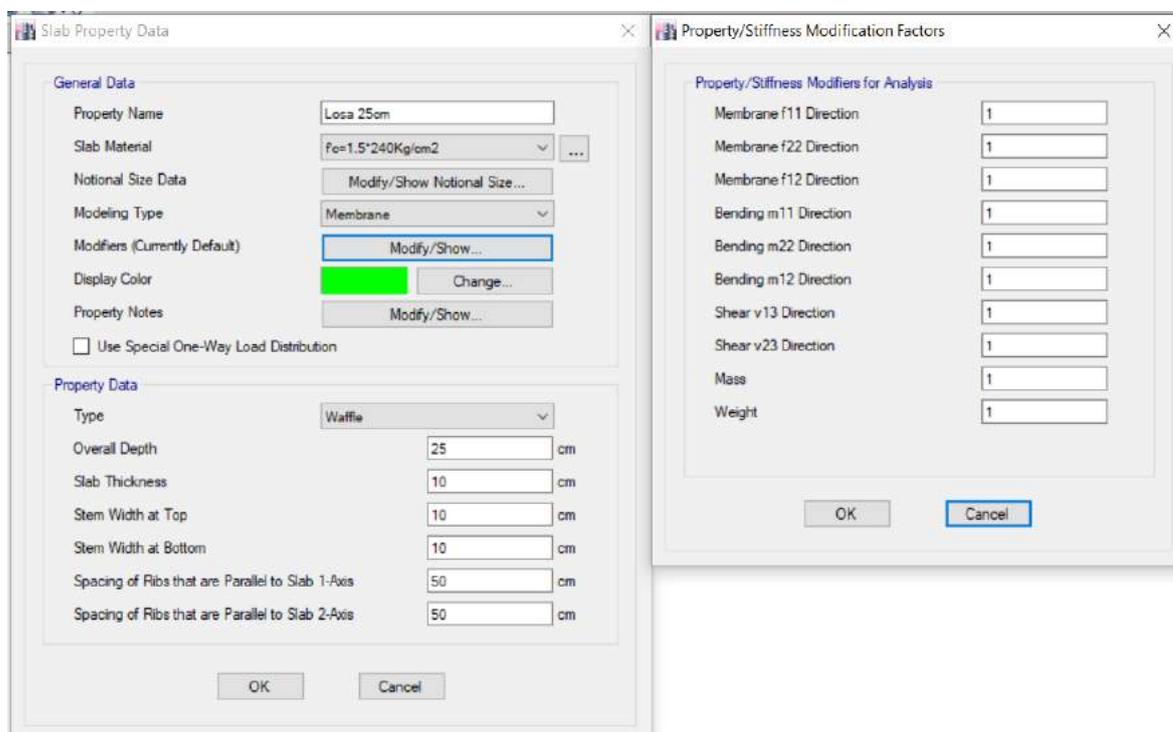


Figura 40. Definición de losa tipo en programa de modelación

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.2.4. Columnas

Para encontrar las dimensiones requeridas por las columnas, se trabajó con un análisis de cargas verticales el cual toma en cuenta el peso de los elementos y las cargas a las cuales estará sometida la estructura y por medio de las combinaciones

de carga que la norma específica se obtienen las cargas últimas para cada combinación.

Tabla 19.

Análisis de cargas para columnas

Nivel	CARGA MUERTA	CARGA VIVA	GRANIZO	COMBINACIONES DE CARGA (DISEÑO ULTIMA RESISTENCIA)			
	ton	ton	ton	1.4 D	1.2D+1.6L+0.5 S	1.2D+1.6 L	1.2D+L+0.5 S
14	20.91	0	3.48	29.27	26.83	25.09	5.92
13	55.24	4.44	0	77.34	73.39	73.39	15.48
12	89.57	8.87	0	125.40	121.69	121.69	26.79
11	123.91	13.31	0	173.47	169.99	169.99	38.09
10	158.24	17.75	0	221.54	218.28	218.28	49.40
9	192.57	22.18	0	269.60	266.58	266.58	60.70
8	226.91	26.62	0	317.67	314.88	314.88	72.00
7	261.24	31.06	0	365.74	363.18	363.18	83.31
6	295.57	35.49	0	413.80	411.48	411.48	94.61
5	329.91	39.93	0	461.87	459.78	459.78	105.91
4	364.24	44.37	0	509.93	508.07	508.07	117.22
3	398.57	48.80	0	558.00	556.37	556.37	128.52
2	432.90	53.24	0	606.07	604.67	604.67	139.82
1	467.24	63.89	0	654.13	662.91	662.91	157.34
SUBSUELO 1	501.57	68.33	0	702.20	711.21	711.21	168.64
SUBSUELO 2	535.90	72.76	0	750.27	759.51	759.51	179.94

Fuente: Rodríguez, Yépez

Luego de haber obtenido las cargas últimas se busca la mayor de estas, con lo cual, se emplea la siguiente ecuación para determinar el área de hormigón requerida para soportarlas.

$$P_o = 0.85 * f'c * A_g + A_g * \rho * f_y \quad (3.2.2)$$

Donde:

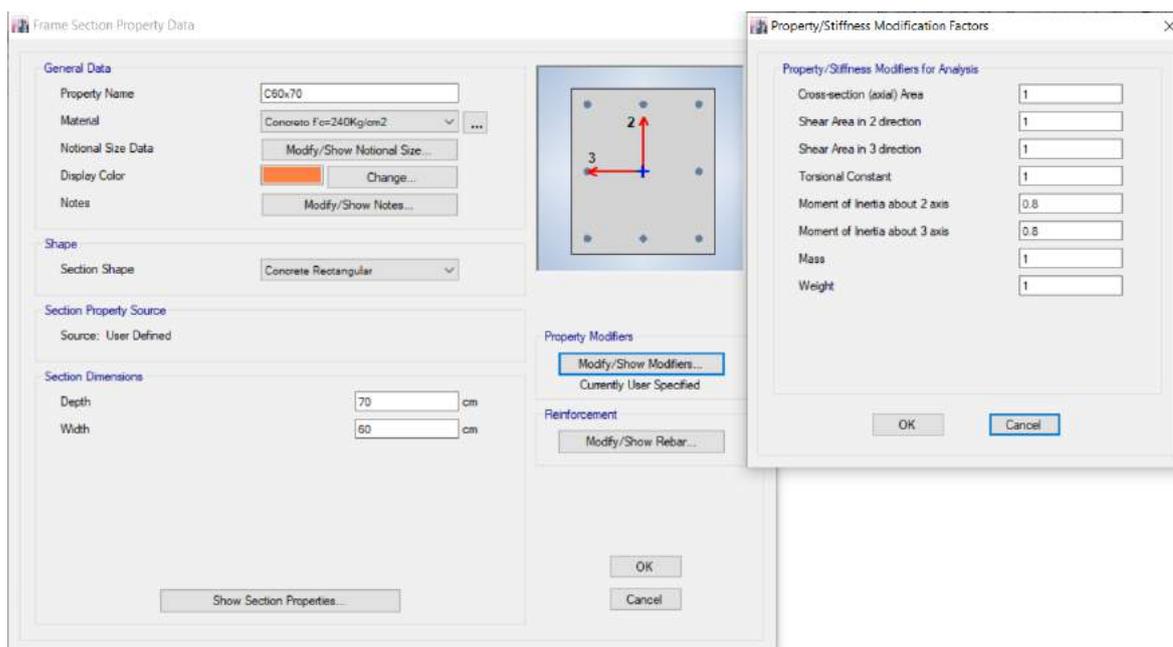
Po: Carga axial soportante

Tabla 20.*Dimensiones de columna para prediseño*

DIMENSIONES DE COLUMNAS				
Base m	Altura m	A_g m ²	P_o t	$P_o/4$ t
0.50	0.50	0.25	615.00	153.75
0.55	0.55	0.30	744.15	186.04
0.60	0.60	0.36	885.60	221.40
0.65	0.65	0.42	1039.35	259.84
0.70	0.70	0.49	1205.40	301.35
0.75	0.85	0.64	1568.25	392.06
0.80	0.80	0.64	1574.40	393.60
0.85	0.85	0.72	1777.35	444.34
0.90	0.90	0.81	1992.60	498.15
0.95	0.95	0.90	2220.15	555.04
1.00	1.00	1.00	2460.00	615.00
1.05	1.05	1.10	2712.15	678.04

Fuente: Rodríguez, Yépez

Como resultado se obtuvieron columnas con secciones iguales a 105x105 cm, pero debido al aporte de resistencia que brindaron los muros, se trabajó con secciones de 70x60cm para el edificio de 14 pisos, mientras que para el edificio de 7 pisos se trabajó con secciones de 55x45cm.

*Figura 41. Definición de columnas en programa de modelación**Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez*

3.2.2.5.Muros

Como se mencionó en el capítulo 2.8.4, se tiene la presencia de muros de carga el espesor mínimo de lo deberá considerar de acuerdo a los literales a) y b) de la **Tabla 10**, por lo que se tiene un espesor mínimo de 12cm, este espesor es insuficiente para las solicitaciones de los edificios, por lo que para el edificio de 14 pisos se trabajó con un espesor igual a 30cm en la dirección X y un espesor igual a 35 cm para la dirección Y. Al igual que para el edificio de 14 pisos el espesor mínimo no fue suficiente por lo que se emplearon espesores iguales a 25cm para la dirección X y 30cm para la dirección Y.

También se comprobó si los muros requieren cabezales de acuerdo a la **Tabla 11**. La comprobación se la realizo para el caso más crítico, este es para el edificio de 14 pisos en la dirección Y y se obtuvo.

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{48}{3} = 16$$

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{3}{0.35} = 8.57$$

∴ el muro no requiere cabezales

Debido a que se buscaba un comportamiento como sistema dual, los muros del edificio de 14 pisos no absorbían el 75% de cortante basal por lo que se decidió colocar cabezales, para la dirección X de 50x30cm y para la dirección Y de y 40x35cm.

De igual manera para el edificio de 7 pisos el espesor mínimo no fue el suficiente para que el sistema se comporte como un sistema dual. Por lo que, el espesor adoptado para la dirección X fue igual a 25cm y para la dirección Y dio como resultado 30cm, con estos espesores ya se logró la absorción del 75% de cortante basal, por lo que no requirieron cabezales.

3.2.3. DISEÑO SÍSMICO

Los coeficientes que se definen a continuación son aplicables tanto para el edificio de 14 pisos como para el de 7 pisos. Se debe de considerar la altura de los edificios para el cálculo del espectro de diseño.

3.2.3.1. Factor de zona y perfil de suelo

El factor de zona (Z), representa la aceleración máxima en roca esperada para el sismo de diseño, la misma se encuentra en función de la gravedad. La estructura se encuentra ubicada en Quito y de acuerdo a la Figura 6 se encuentra en la zona sísmica V con lo cual se tiene un factor de zona igual a $0.4g$ (en función de la gravedad). Generalmente los suelos de Quito son rigidez por lo que presentan un perfil de suelo tipo D.

3.2.3.2. Coeficientes de perfil de suelo

Se considera tres coeficientes, F_a , F_d y F_s los cuales están descritos posteriormente. Para la zona y el tipo de suelo se tienen los siguientes coeficientes obtenidos del capítulo 3.2.2 de (NEC-SE-DS, 2014)

Tabla 21.

Coeficientes de perfil de suelo

Coeficiente	Valor
F_a	1.20
F_d	1.19
F_s	1.28

Fuente: Rodríguez, Yépez

Donde:

F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período corto.

F_d : Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca

F_s : Comportamiento no lineal de los suelos

3.2.3.3. Factor de importancia

Para este proyecto se empleará un factor de importancia igual a 1 debido a que es un edificio residencial mas no un edificio esencial o de ocupación especial (NEC-SE-DS, 2014).

3.2.3.4. Factor de reducción de respuesta

Se consideró un factor de reducción igual a 8 debido a que se tiene un sistema dual compuesto por pórticos sismo resistente con muros estructurales, y los mismos son de concreto armado.

3.2.3.5. Factores de regularidad en planta y elevación

Ya que se tiene una planta regular y el edificio posee pórticos de la misma altura, se tiene que los coeficientes de regularidad tanto en planta como en elevación son iguales a 1.

3.2.3.6. Periodo de vibración

Ya que se tienen muros estructurales en la edificación, los coeficientes C_t y α , son iguales a 0.055 y 0.75 respectivamente.

Tabla 22.

Cálculo espectro de diseño

Parámetros	Valores (Edif. 14 pisos)	Valores (Edif. 7 pisos)
Factor de Importancia (I)	1	1
Factor de reducción de respuesta (R)	8	8
Relación de amplificación espectral n	2.48	2.48
Zona sísmica	V	V
Tipo de Suelo	D	D
Factor de zona (z)	0.4	0.4
Factor de sitio (F_a)	1.2	1.2
Factor de sitio (F_d)	1.19	1.19
Factor de comportamiento inelástico del suelo (F_s)	1.28	1.28
Periodo crítico T_c	0.70	0.70
Factor en el espectro para diseño elástico (r)	1	1
Aceleración espectral (S_a)	0.923	1.190
Factor de irregularidad en planta (ϕ_p)	1	1
Factor de irregularidad en elevación (ϕ_e)	1	1
Tipo de estructura	Hormigón con rigidizadores	Hormigón con rigidizadores
Coficiente C_t	0.055	0.055
Coficiente para cálculo del periodo (α)	0.75	0.75
Altura total del edificio (H_n)	42	28
Periodo natural de vibración (T)	0.91	0.67
Porcentaje de carga muerta para sismo (C)	0.115	0.149
k	1.10	1.10
Periodo aproximado #pisos (s)	1.40	0.70

Fuente: Rodríguez, Yépez

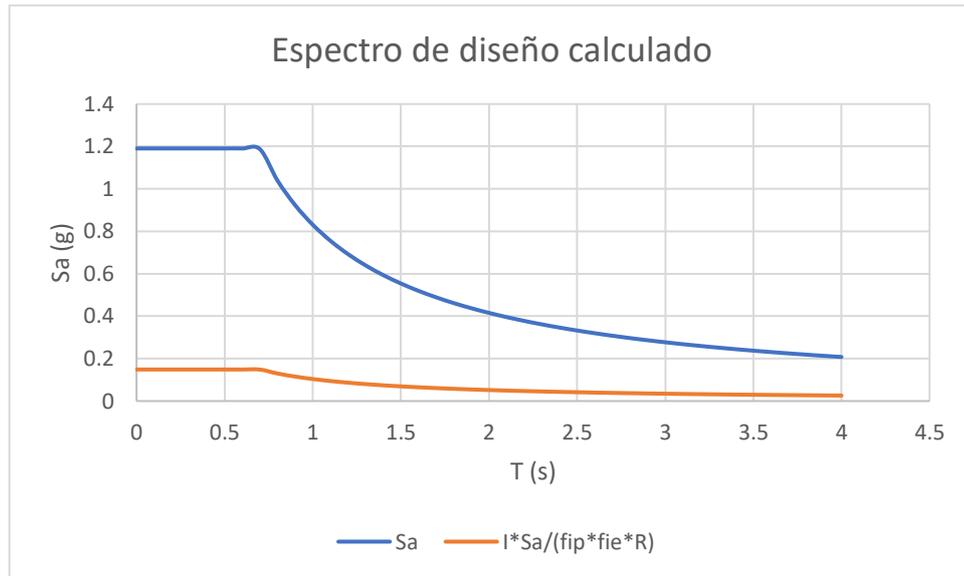


Figura 42. Espectro de diseño calculado en función del peso

Fuente: Rodríguez, Yépez

3.2.3.7. Cortante basal calculado

En el software de modelación se define al espectro de respuesta mediante los factores mencionados en la **Tabla 22**.

Figura 43. Ingreso de datos para el cortante basal

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Con esta función creada se logra obtener el cortante basal tanto para el edificio de 14 pisos como para el de 7 pisos. El cortante basal actúa en las direcciones X y Y.

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
Sx_d Max	676.9807	0.2915
Sy_d Max	0.3128	670.1629

Figura 44. Cortante basal edificio 14 pisos

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Load Case/Combo	FX tonf	FY tonf
Sx_d Max	407.3365	0.0381
Sy_d Max	0.0427	408.9582

Figura 45. Cortante basal edificio 7 pisos

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.3.8. Derivas

Luego de haber obtenido las derivas elásticas del programa, se procedió a calcular la deriva inelástica y revisar que la misma sea menor al 2%. Estos cálculos fueron realizados para el edificio de 14 pisos como para el de 7 pisos.

Tabla 23.

Deriva Inelástica producida por sismo dinámico X

Story	Der. Elas.	Der. Inelas.	<0.02	Story	Der. Elas.	Der. Inelas.	<0.02
Piso 14	0.001709	0.010254	Ok	Piso 7	0.001241	0.007446	Ok
Piso 13	0.001844	0.011064	Ok	Piso 6	0.001346	0.008076	Ok
Piso 12	0.001996	0.011976	Ok	Piso 5	0.001433	0.008598	Ok
Piso 11	0.002158	0.012948	Ok	Piso 4	0.001473	0.008838	Ok
Piso 10	0.002312	0.013872	Ok	Piso 3	0.001426	0.008556	Ok
Piso 9	0.002449	0.014694	Ok	Piso 2	0.001259	0.007554	Ok
Piso 8	0.002559	0.015354	Ok	Piso 1	0.000966	0.005796	Ok
Piso 7	0.002634	0.015804	Ok	Sub 1	0.00026	0.00156	Ok
Piso 6	0.002662	0.015972	Ok	Sub 2	0.000043	0.000258	Ok
Piso 5	0.002629	0.015774	Ok				
Piso 4	0.002514	0.015084	Ok				
Piso 3	0.002291	0.013746	Ok				
Piso 2	0.001932	0.011592	Ok				
Piso 1	0.001445	0.00867	Ok				
Sub 1	0.000458	0.002748	Ok				
Sub 2	0.000081	0.000486	Ok				

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Tabla 24.

Deriva Inelástica producida por sismo dinámico Y

Story	Der. Elas.	Der. Inelas.	<0.02	Story	Der. Elas.	Der. Inelas.	<0.02
Piso 14	0.001776	0.010656	Ok	Piso 7	0.001462	0.008772	Ok
Piso 13	0.001968	0.011808	Ok	Piso 6	0.001629	0.009774	Ok
Piso 12	0.002193	0.013158	Ok	Piso 5	0.001795	0.01077	Ok
Piso 11	0.002428	0.014568	Ok	Piso 4	0.001899	0.011394	Ok
Piso 10	0.002649	0.015894	Ok	Piso 3	0.001882	0.011292	Ok
Piso 9	0.002846	0.017076	Ok	Piso 2	0.00168	0.01008	Ok
Piso 8	0.003012	0.018072	Ok	Piso 1	0.00124	0.00744	Ok
Piso 7	0.003141	0.018846	Ok	Sub 1	0.000286	0.001716	Ok
Piso 6	0.00322	0.01932	Ok	Sub 2	0.000044	0.000264	Ok
Piso 5	0.00323	0.01938	Ok				
Piso 4	0.003141	0.018846	Ok				
Piso 3	0.002908	0.017448	Ok				
Piso 2	0.00247	0.01482	Ok				
Piso 1	0.001783	0.010698	Ok				
Sub 1	0.000498	0.002988	Ok				
Sub 2	0.00008	0.00048	Ok				

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

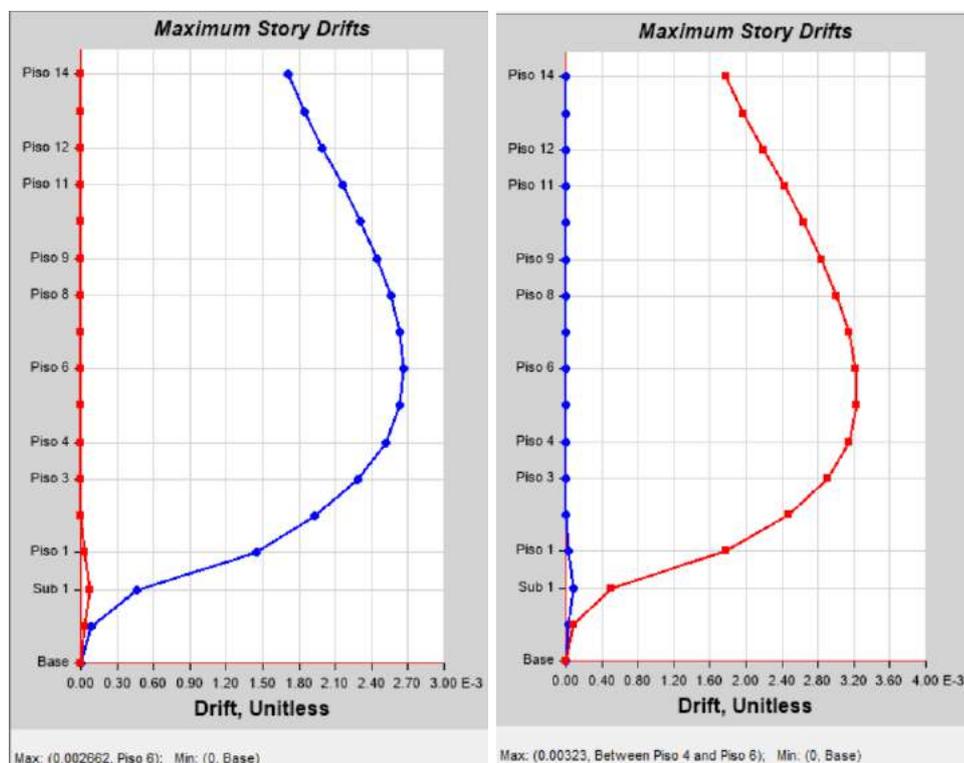


Figura 46. Derivas elásticas edificio con muros de 14 pisos Dir X y Dir Y

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

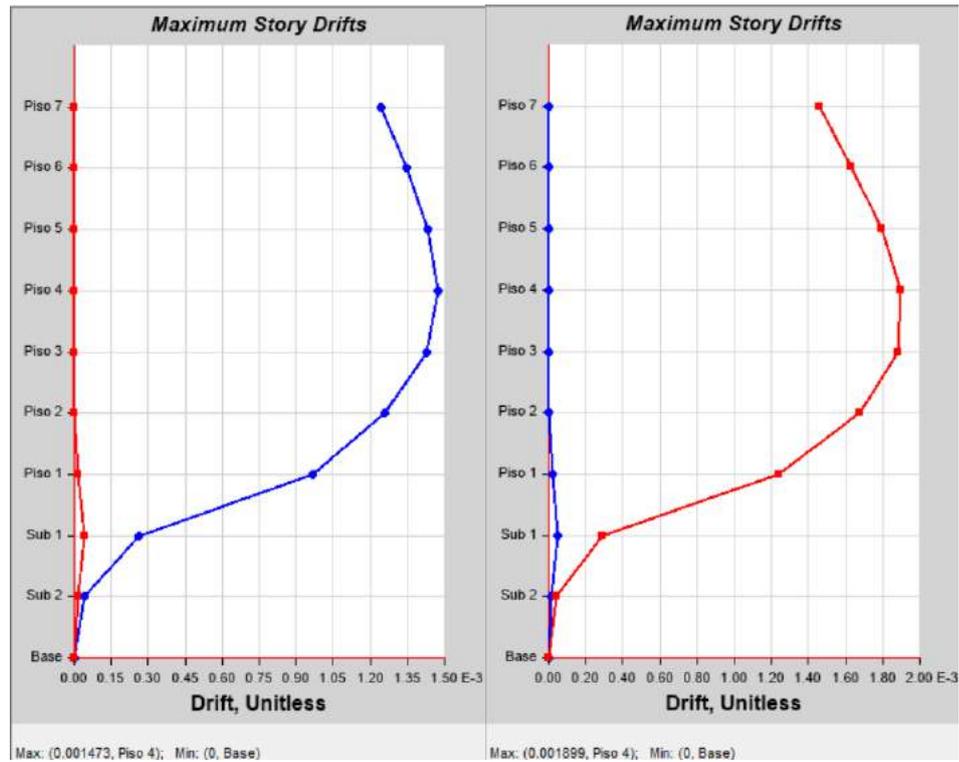


Figura 47. Derivas elásticas edificio con muros de 7 pisos Dir X y Dir Y

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.3.9. Participación Modal

Con la tabla de participación modal obtenida del programa de modelación, se puede observar que el periodo fundamental de la estructura de 14 pisos es de 1.76s, los primeros dos modos de vibración están produciendo traslaciones en Y y X, y a partir del tercer modo empieza la rotación alrededor del eje Z. Para el edificio de 7 pisos el periodo fundamental es de 0.87s, se mantuvieron los modos de vibración tanto de traslación como para rotación en sus 3 primeros modos de vibración.

Tabla 25.*Participación modal*

Case	Mode	Edificio 14 pisos				Edificio 7 pisos			
		Period (s)	UX	UY	RZ	Period (s)	UX	UY	RZ
Modal	1	1.76	0	0.6181	0	0.873	0	0.5217	0
Modal	2	1.591	0.6112	0	0	0.765	0.5217	0	0
Modal	3	1.175	0	0	0.4872	0.564	0	0	0.3477
Modal	4	0.504	0	0.1065	0	0.23	0	0.1211	0
Modal	5	0.435	0.1164	0	0	0.191	0.1369	0	0
Modal	6	0.326	0	0	0.0874	0.139	0	0	0.088
Modal	7	0.244	0	0.0494	0	0.105	0	0.087	0
Modal	8	0.201	0.0554	0	0	0.087	0.1034	0	0
Modal	9	0.15	0	0	0.042	0.068	0	0.1419	0
Modal	10	0.144	0	0.0358	0	0.061	0	0	0.0613
Modal	11	0.117	0.0406	0	0	0.058	0.1345	0	0
Modal	12	0.097	0	0.0362	0	0.053	0	0.0494	0

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.4. DISEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Los valores de momentos, cortantes y diagramas de interacción fueron tomados del análisis de un edificio de 14 pisos y de 7 pisos con muros de corte y sin considerar el aporte de la mampostería.

3.2.4.1. Vigas

Conociendo la constitución de la viga y su geometría se obtuvieron los aceros mínimos y máximos. La resistencia nominal se la obtendrá de multiplicar el factor de reducción de resistencia por la máxima resistencia requerida (máxima de las combinaciones de carga) y será para la cual se obtendrán los refuerzos requeridos.

El diseño de vigas es el mismo tanto para el edificio de 14 pisos como para el edificio de 7 pisos. La viga que se tomó para el diseño a continuación fue la viga presente en el eje 4.

f'c kg/cm ²	240	As min cm ²	7.2									
fy kg/cm ²	4200	As max1 cm ²	54									
b cm	40	As max2 cm ²	40.13									
h cm	60	Mn Min T*m	15.77									
rec cm	6	Mn Max	73.61									
d cm	54											
p	0.02											
e	0.85											
Flexión												
x	0.35	2.80	5.25	5.95	8.10	10.25	11.15	13.85	16.55	17.45	19.80	22.15
MD	-10.14	4.71	0.88	-4.25	2.90	-2.27	-6.40	5.62	-6.91	1.83	4.94	-11.19
ML	-2.77	1.30	0.25	-1.16	0.79	-0.57	-1.79	1.59	-1.90	0.53	1.35	-3.07
SX	13.91	0.00	-13.47	14.42	0.00	-14.40	14.56	0.00	-14.60	12.83	0.00	-13.26
SY	0.79	0.00	-0.79	0.05	0.00	-0.08	-0.06	0.00	0.04	-0.79	0.00	0.79
C1=1.4D	-14.20	6.59	1.23	-5.95	4.06	-3.17	-8.96	7.87	-9.68	2.57	6.92	-15.66
C2=1.2D+1.6L	-16.60	7.73	1.45	-6.95	4.74	-3.64	-10.54	9.29	-11.33	3.05	8.10	-18.34
C3.1=1.2+L+SX	-1.03	6.95	-12.17	8.17	4.27	-17.69	5.09	8.34	-24.80	15.56	7.29	-29.76
C3.2=1.2+L+SY	-14.15	6.95	0.51	-6.21	4.27	-3.37	-9.53	8.34	-10.16	1.94	7.29	-15.71
C4.1=1.2+L-SX	-28.85	6.95	14.78	-20.68	4.27	11.10	-24.03	8.34	4.41	-10.10	7.29	-3.23
C4.2=1.2+L-SY	-15.73	6.95	2.09	-6.31	4.27	-3.22	-9.41	8.34	-10.23	3.52	7.29	-17.29
C5.1=0.9D+SX	4.78	4.24	-12.68	10.60	2.61	-16.44	8.80	5.06	-20.82	14.48	4.45	-23.33
C5.2=0.9D+SY	-8.34	4.24	0.00	-3.77	2.61	-2.12	-5.82	5.06	-6.18	0.86	4.45	-9.28
C6.1=0.9D-SX	-23.04	4.24	14.26	-18.25	2.61	12.36	-20.32	5.06	8.38	-11.18	4.45	3.19
C6.2=0.9D-SY	-9.92	4.24	1.58	-3.87	2.61	-1.96	-5.70	5.06	-6.26	2.44	4.45	-10.86
Mu (-)	28.85	4.24	12.68	20.68	2.61	17.69	24.03	5.06	24.80	11.18	4.45	29.76
Mu (+)	4.78	7.73	14.78	10.60	4.74	12.36	8.80	9.29	8.38	15.56	8.10	3.19
Mn (-)	32.06	4.71	14.09	22.98	2.90	19.66	26.70	5.62	27.55	12.42	4.94	33.06
Mn (+)	5.31	8.59	16.42	11.78	5.27	13.73	9.77	10.33	9.32	17.29	9.00	3.55
as req (-)	15.24	2.10	6.41	10.68	1.29	9.06	12.52	2.51	12.95	5.63	2.20	15.76
as req (+)	2.37	3.86	7.51	5.33	2.35	6.24	4.40	4.66	4.19	7.92	4.05	1.58
As ad losa	8.00											
As req cor (-)	15.24	7.20	6.41	10.68	7.20	9.06	12.52	7.20	12.95	5.63	7.20	15.76
As req cor (+)	7.62	7.20	7.51	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.20	7.92	7.20	7.88
x	0.35	2.80	5.25	5.95	8.10	10.25	11.15	13.85	16.55	17.45	19.80	22.15
var pri (-)	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20	5fi20
var pri(+)	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16	4fi16
As col (-) (cm ²)	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71	15.71
As col (+) (cm ²)	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04	8.04

Figura 48. Diseño de vigas

Fuente: Rodríguez, Yépez

Una vez definidos los refuerzos colocados, se procedió a realizar el diseño a corte descrito en la sección 2.2.5.1.2, de la cual, como resultado las vigas deben tener a lo largo de su sección tres ramales de acero, lo cual se traduce como un estribo y una grapa.

Corte								
x	0.35	5.25	5.95	10.25	11.15	16.55	17.45	22.15
VD	-8.17	3.67	-5.28	4.36	-7.20	7.38	-3.26	8.58
VL	-2.16	0.93	-1.36	1.09	-1.92	1.96	-0.81	2.28
C1=1.2VD+1.6VL	13.26	5.89	8.51	6.97	11.72	12.00	5.21	13.94
	Lv1=	4.9	Lv2=	4.3	Lv3=	5.6	Lv4=	4.9
As (-) (cm ²)	23.71		23.71		23.71		23.71	23.71
As (+) (cm ²)	16.04		16.04		16.04		16.04	16.04
α	1.40		λ	1.00				
Mpr (t*m)	63.37 45.49		63.37 45.49		63.37 45.49		63.37 45.49	63.37 45.49
Vhip		22.22		25.32		19.44		22.22
Vhip max		22.22		25.32		19.44		22.22
Vcv		13.26		8.51		12.00		13.94
Vu		35.47		33.83		31.44		36.15
Vn		47.29		45.10		41.92		48.20
Vc		17.74		17.74		17.74		17.74
compr.		0.00		0.00		0.00		0.00
Vs		47.29		45.10		41.92		48.20
compr.		47.29		45.10		41.92		48.20
Av		2.09		1.99		1.85		2.13
Ramales		2.66 3		2.53 3		2.35 3		2.71 3

Figura 49. Continuación diseño de vigas

Fuente: Rodríguez, Yépez

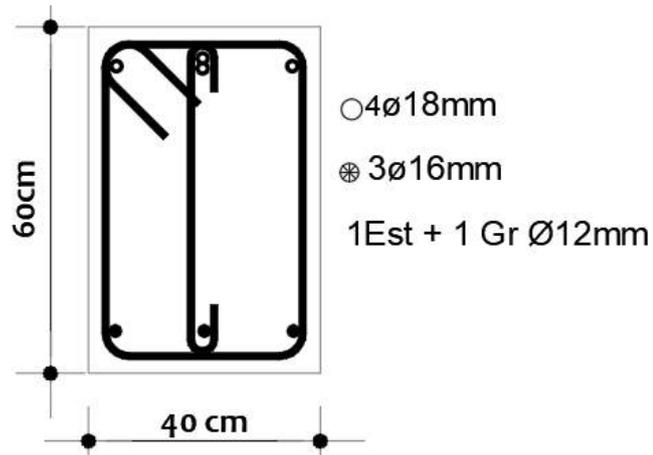


Figura 50. Sección de viga 40x60

Fuente: Rodríguez, Yépez

3.2.4.2. Columns

Conociendo que las secciones de las columnas son de 70x60cm para el edificio de 14 pisos y de 55x45cm para el edificio de 7 pisos, se obtuvieron los diagramas

de interacción en los que se incluyeron las distintas solicitaciones de carga a las cuales están sometidas las mismas para verificar su adecuado comportamiento.

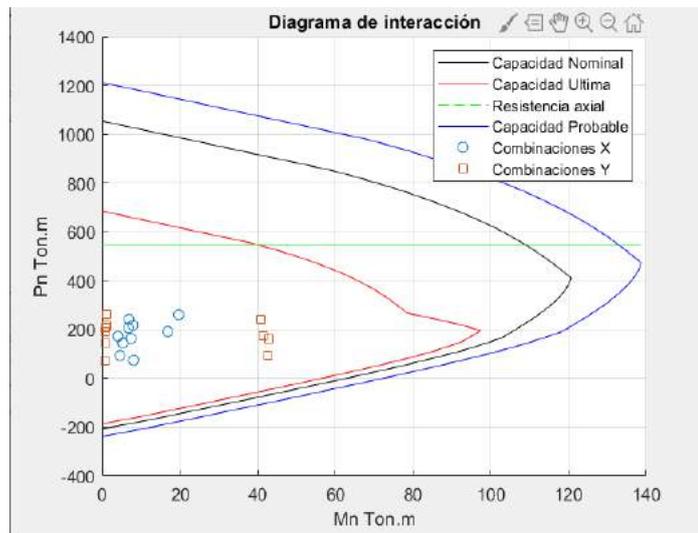


Figura 51. Diagrama de interacción columna 4F Piso 2 edificio 14 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

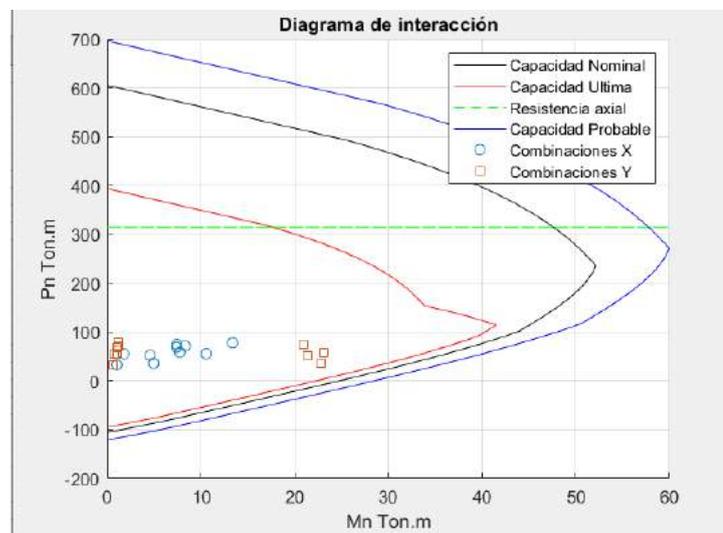


Figura 52. Diagrama de interacción columna 4F Piso 3 edificio 7 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

Conociendo que las secciones soportan las solicitaciones de carga se procedieron a diseñar por corte y confinamiento, obteniendo los refuerzos transversales requeridos para soportar los momentos producidos por las solicitaciones.

Datos		
b (x) cm	60	ϕ_{est} mm 12
h (y) cm	70	ϕ_{vl} mm 28
ln m	3	# var 8
f_y kg/cm ²	4200	
f'_c kg/cm ²	240	
rec cm	3	
d' cm	6	
Caso 1 (y)	Caso 2 (x)	
M_y Ton.m	102.10	M_x Ton.m 120.64

CONFINAMIENTO				CORTE		
Caso 1 (y)				f	1.15	
s cm	15	17.5	10	Caso 1 (y)		
s cm	10			V_u ton	78.28	
h'' cm	64			V_c ton	31.04	
A_g cm ²	4200			ϕV_c ton	23.28	
A_c cm ²	3456			V_s ton	73.33	OK
Ash1 cm ²	2.36			4Vc	124.15	
Ash2 cm ²	3.29			A_v cm ²	3.23	
Caso 2 (x)				Caso 2 (x)		
s cm	15	17.5	10	V_u ton	92.49	
s cm	10			V_c ton	31.53	
h'' cm	54			ϕV_c ton	23.65	
A_g cm ²	4200			V_s ton	91.79	OK
A_c cm ²	3456			4Vc	126.12	
Ash1 cm ²	1.99			A_v cm ²	3.41	
Ash2 cm ²	2.78					
				Caso 1 (y)		Ramales
				Ash cm ²	3.29	CONFINAMIENTO
				A_v cm ²	3.23	3
				Caso 2 (x)		
				Ash cm ²	2.78	CORTE
				A_v cm ²	3.41	3

Figura 53. Corte y confinamiento de columnas edificio 14 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

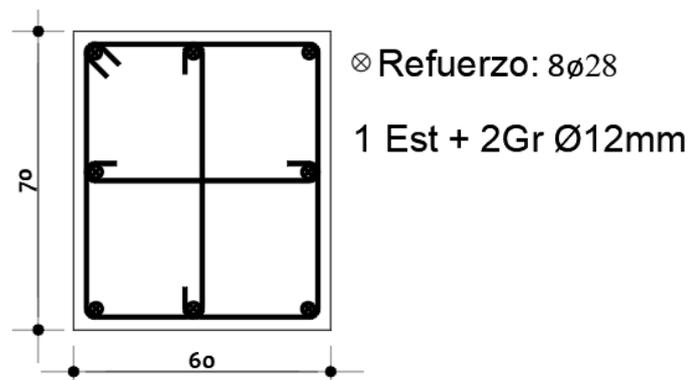


Figura 54. Sección columna 70x60

Fuente: Rodríguez, Yépez

Datos		
b (x) cm	45 ϕ est mm	12
h (y) cm	55 ϕ vl mm	20
ln m	3 # var	8
fy kg/cm ²	4200	
f'c kg/cm ²	240	
rec cm	3	
d' cm	6	
Caso 1 (y)	Caso 2 (x)	
My Ton.m	41.82 Mx Ton.m	52.16

CONFINAMIENTO				CORTE		
Caso 1 (y)				f	1.15	
s cm	11.25	13.75	10	Caso 1 (y)		
s cm	10			Vu ton	32.06	
h" cm	49			Vc ton	17.61	
Ag cm ²	2475			ϕ Vc ton	13.21	
Ac cm ²	1911			Vs ton	25.14	OK
Ash1 cm ²	2.48			4Vc	70.45	
Ash2 cm ²	2.52			Av cm ²	1.53	
0.3*f'c*Ag	178.20	0.1782		Caso 2 (x)		
Caso 2 (x)				Vu ton	39.99	
s cm	11.25	13.75	10	Vc ton	18.10	
s cm	10			ϕ Vc ton	13.58	
h" cm	39			Vs ton	35.21	OK
Ag cm ²	2475			4Vc	72.42	
Ac cm ²	1911			Av cm ²	1.71	
Ash1 cm ²	1.97			Caso 1 (y)		Ramales
Ash2 cm ²	2.01			Ash cm ²	2.52 CONFINAMIENTO	3
0.3*f'c*Ag	178.20			Av cm ²	1.53	
				Caso 2 (x)		
				Ash cm ²	2.01 CONFINAMIENTO	2
				Av cm ²	1.71	

Figura 55. Corte y confinamiento de columnas edificio 7 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

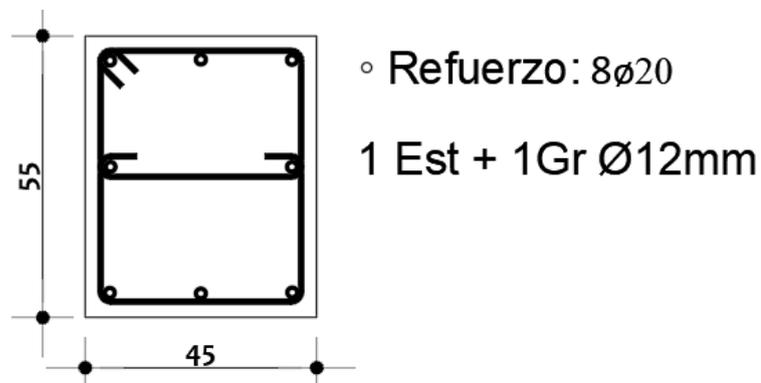


Figura 56. Sección columna 55x45

Fuente: Rodríguez, Yépez

3.2.4.3.Muros

Para el diseño de muros es necesario analizar por separada el alma y los cabezales debido a que el acero de refuerzo no es el mismo en ambas, ya que los cabezales brindan mayor rigidez al muro. Para el refuerzo de cabezales se recurrió al procedimiento de diseño de columnas, para el refuerzo del alma se trabajó con dos capas en las cuales los refuerzos transversales tienen un espaciamiento de 40 cm.

Edificio 14 pisos muro eje Y			Edificio 7 pisos muros eje Y		
As min en 0,15Lw			As min en 0,15Lw		
Asmin =	9.72	cm ²	Asmin =	8.61	cm ²
As colocado en la columna			As colocado en la columna		
# varillas	8		# varillas	4	
∅ =	16	mm	∅ =	18	mm
As =	16.08	cm ²	As =	10.18	cm ²
As colocado en el alma			As colocado en el alma		
# varillas	0		# varillas	0	
∅ =	16	mm	∅ =	0	mm
As =	0.00	cm ²	As =	0.00	cm ²
As TOTAL =	16.08	OK	As TOTAL =	10.18	OK
As min en el alma			As min en el alma		
# Varillas	2		# Varillas	2	
∅ =	16	mm	∅ =	18	mm
S =	40	cm	S =	40	cm
#varillas/capa	7		#varillas/capa	8	
ρmin =	0.0025		ρmin =	0.0025	
As col =	4.02	cm ²	As col =	5.09	cm ²
ρ =	0.0040	OK	ρ =	0.0042	OK

Figura 57. Acero de refuerzo para muros

Fuente: Rodríguez, Yépez

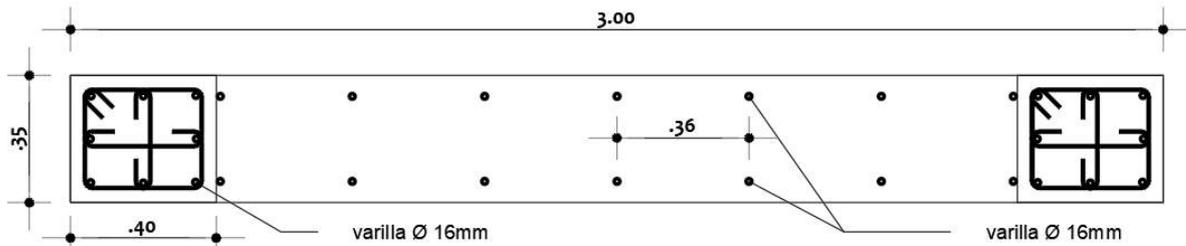


Figura 58. Sección de muro con cabezales eje Y edificio 14 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

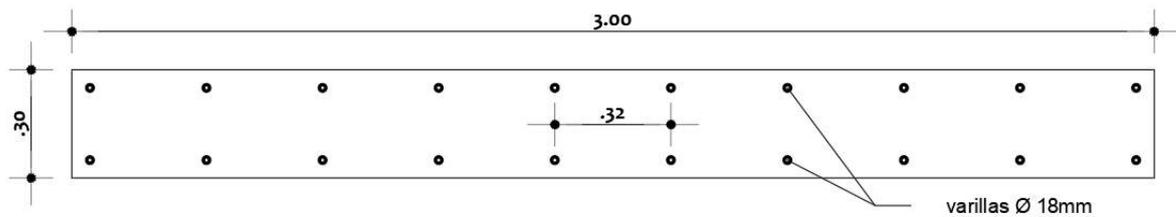


Figura 59. Sección de muro con cabezales eje Y edificio 7 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

Tras haber definido la geometría del muro, se ingresaron esos datos al programa de modelación el cual da como respuesta su diagrama de interacción. A este diagrama se le colocaron las solicitaciones de carga para verificar su comportamiento.

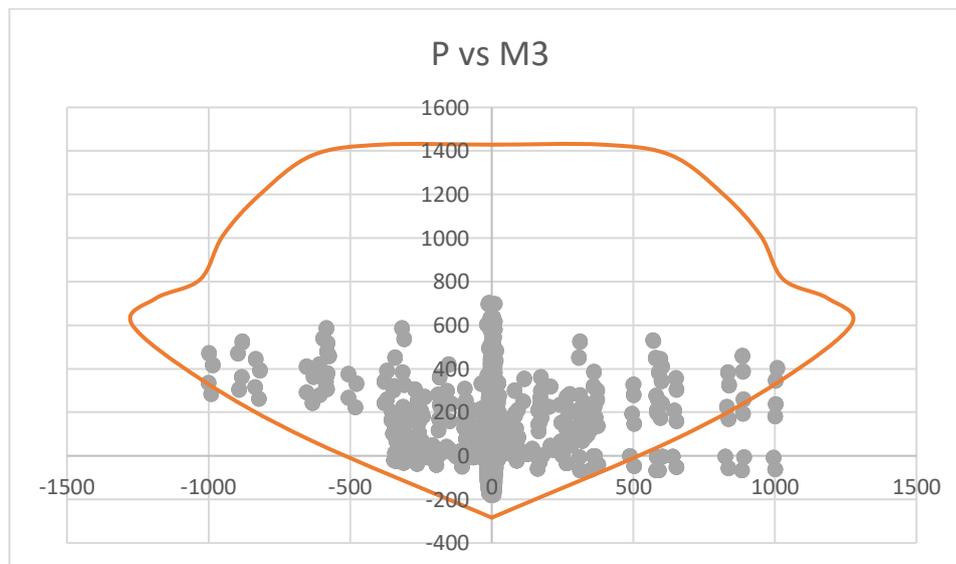


Figura 60. Diagrama de interacción de muros eje Y edificio 14 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

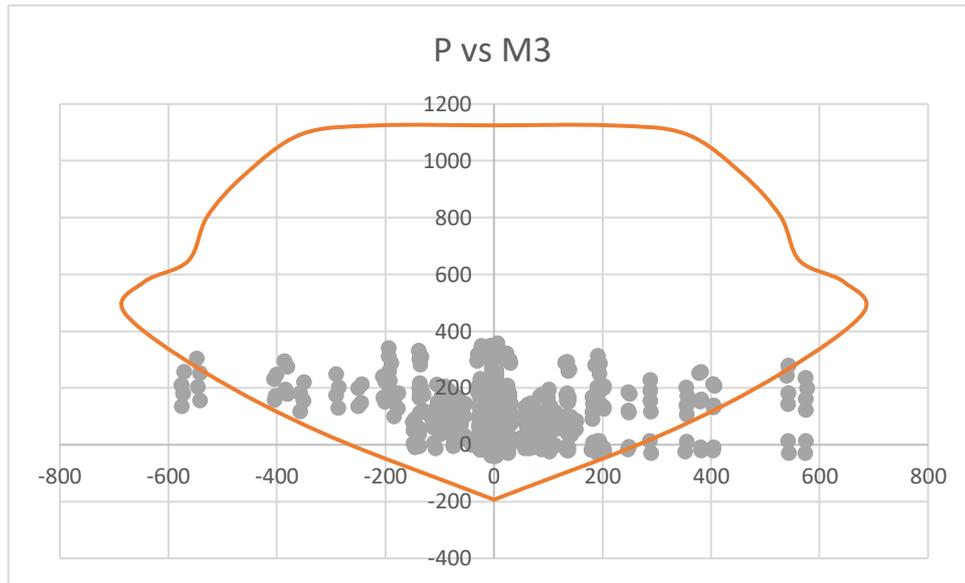


Figura 61. Diagrama de interacción de muros eje Y edificio 7 pisos

Fuente: Rodríguez, Yépez

3.2.5. VERIFICACIÓN SISTEMA DUAL

Habiendo ingresado todos los datos al software de modelación, se obtuvo su cortante basal, el mismo que sirvió para comparar el aporte que tienen los muros en relación con la estructura describiendo el comportamiento general de la misma.

El cortante basal se comparó con la suma de los cortantes de las bases de los muros en las direcciones X y Y, teniendo el porcentaje de participación en las dos direcciones se realizó un promedio para obtener la participación total, con lo cual se verificó que la estructura trabaja como un sistema dual, donde los muros tienen una participación de 75% y por ende los pórticos una participación de al menos 25%.

Tabla 26.*Porcentaje de participación de muros para el sistema dual*

	Edificio 14 pisos	Edificio 7 pisos
C. BASAL SY (t)	782.74	511.72
C. BASAL SX (t)	782.74	511.72
CORTE "B" (t)	301.37	190.73
CORTE "F" (t)	301.38	190.89
TOTAL	602.76	381.62
% PARTICIPACIÓN Y	77.01	74.58
CORTE "2" (t)	289.97	197.37
CORTE "6" (t)	289.90	197.28
TOTAL	579.87	394.65
% PARTICIPACIÓN X	74.08	77.12
% PARTICIPACIÓN	75.54	75.85

*Fuente: Rodríguez, Yépez***3.2.6. ANÁLISIS NO LINEAL – CONSIDERACIONES****3.2.6.1. Modificación de materiales**

Según (FEMA 356, 2000) para realizar el análisis no lineal, los materiales deben de multiplicarse por un factor para que estos sean materiales con una resistencia esperada.

Tabla 27.*Factores para transformar materiales de baja resistencia a materiales de resistencia esperada*

Propiedades del material	Factor
Resistencia a la compresión del concreto	1.50
Resistencia a la tracción y al límite elástico del acero de refuerzo	1.25
Resistencia a la tracción del acero de los conectores	1.50

Fuente: (FEMA 356, 2000)

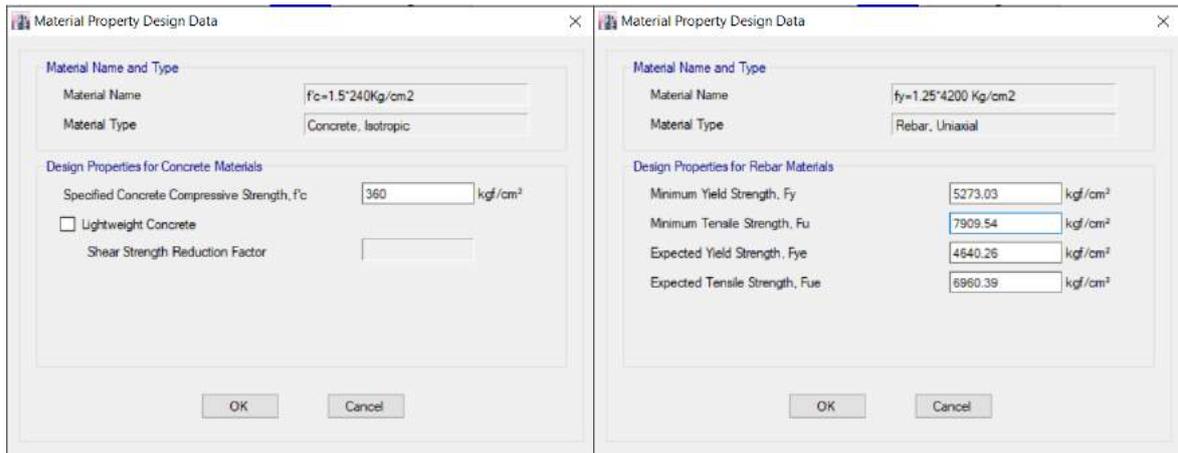


Figura 62. Materiales modificados para análisis no lineal

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.6.2. Casos de carga para análisis no lineal

Se debe de considerar la combinación de carga con la cual se genere la mayoría de daños en los elementos estructurales, para este caso de estudio se consideró la combinación de la ecuación (2.9.2), este caso de carga es no lineal y se lo debe de considerar para las direcciones X y Y.

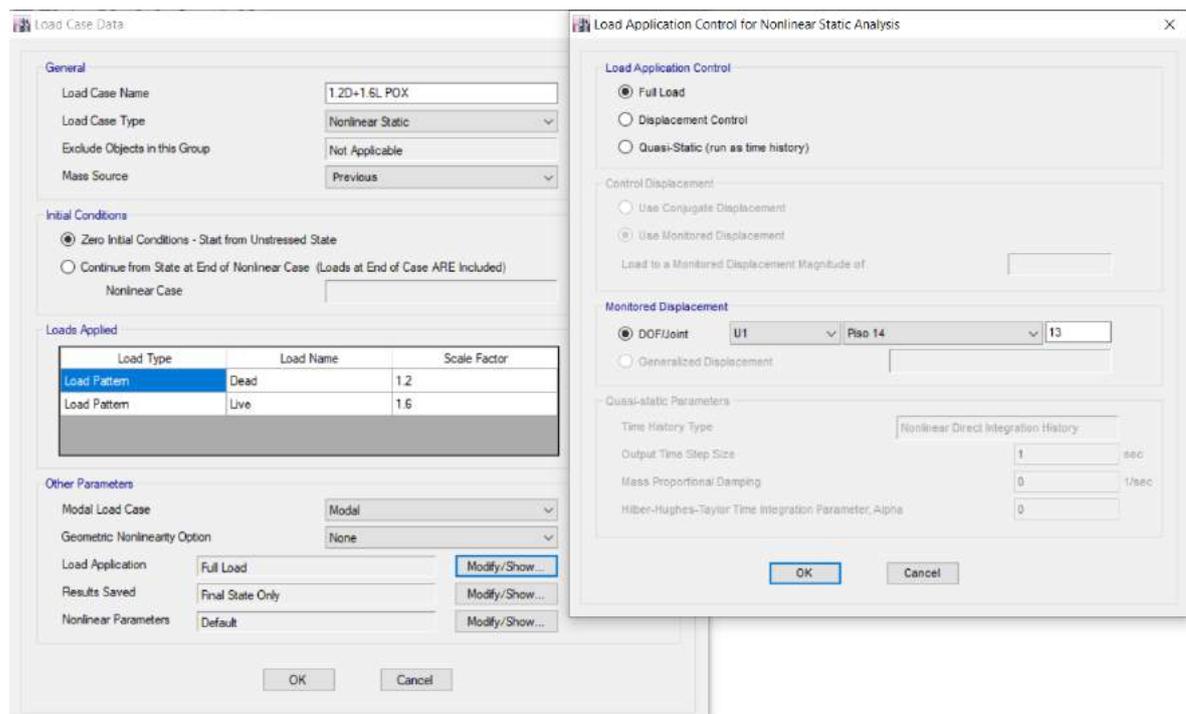
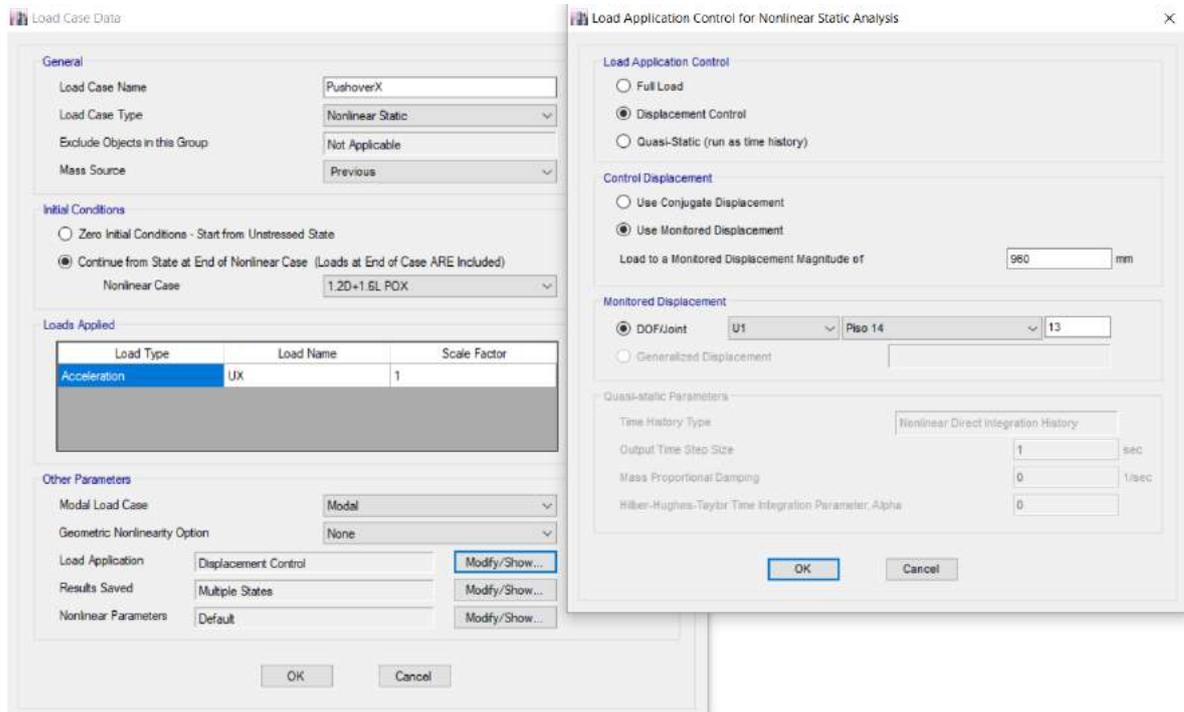


Figura 63. Caso de carga no lineal dir X

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Una vez creada la combinación de carga no lineal, se procedió a crear el caso de carga netamente del pushover el cual se lo hace por control de desplazamientos siendo el 2% de su altura el desplazamiento máximo que la estructura tendrá.



*Figura 64. Caso de carga pushover dir X
Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez*

3.2.6.3. Rótulas plásticas

Las rótulas plásticas se asignaron en el 5 y 95% de la longitud libre de los elementos (FEMA 356, 2000). Las rótulas se asignaron desde la opción “Hinges”, de acuerdo con los porcentajes previamente mencionadas.

3.2.6.3.1. Vigas

Se debe de seleccionar viga de concreto y asignar la carga con la cual se está analizando el pushover, con esto queda definido la rótula plástica.

The image shows a software dialog box titled "Auto Hinge Assignment Data". It contains the following settings:

- Auto Hinge Type:** From Tables In ASCE 41-13
- Select a Hinge Table:** Table 10-7 (Concrete Beams - Flexure) Item i
- Degree of Freedom:** M3 (selected)
- V Value From:** Case/Combo (selected), 1.2D+1.6L POX
- Transverse Reinforcing:** Transverse Reinforcing is Conforming (checked)
- Reinforcing Ratio (p - p') / pbalanced:** From Current Design (selected)
- Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity:** Drops Load After Point E (selected)

Figura 65. Rótulas plásticas para vigas

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.2.6.3.2. Columnas

De igual manera donde se definieron las rótulas para las vigas se lo realiza para las columnas.

Se debe seleccionar columna de concreto y asignar la carga con la cual se está analizando el pushover y seleccionar la dirección del momento en la cual esta actuado, se define para M3 y M2, con esto queda definido la rótula plástica.

Auto Hinge Assignment Data

Auto Hinge Type
From Tables In ASCE 41-13

Select a Hinge Table
Table 10-8 (Concrete Columns)

Degree of Freedom
 M2 P-M2 Parametric P-M2-M3
 M3 P-M3
 M2-M3 P-M2-M3

P and V Values From
 Case/Combo 1.2D+1.6L POX
 User Value P tonf

Concrete Column Failure Condition
 Condition i - Flexure Condition iii - Shear
 Condition ii - Flexure/Shear Condition iv - Development

Shear Reinforcing Ratio $p = A_v / (b_w * s)$
 From Current Design
 User Value

Deformation Controlled Hinge Load Carrying Capacity
 Drops Load After Point E
 Is Extrapolated After Point E

OK Cancel

Figura 66. Rótulas plásticas para columnas

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

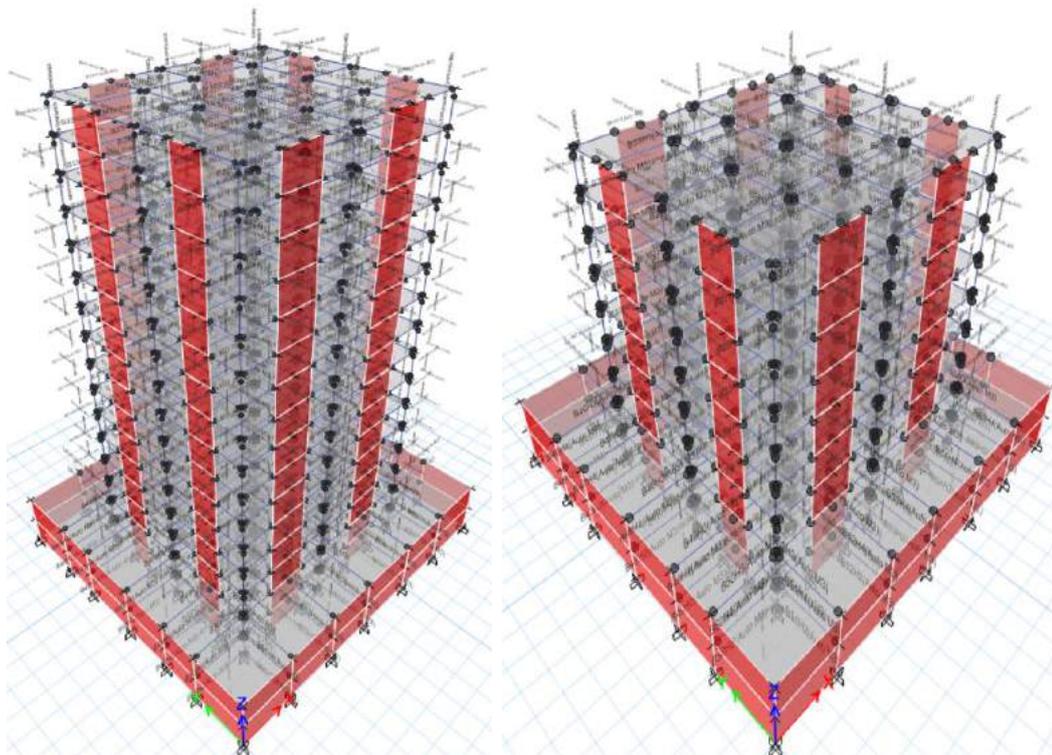


Figura 67. Rótulas plásticas presentes en las edificaciones

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

3.3. MAMPOSTERÍA

3.3.1. CARACTERÍSTICAS DE LA MAMPOSTERÍA

La resistencia a la compresión de bloques de concreto fue tomada de estudios realizados a bloqueras artesanales, con un valor promedio de 3.53 MPa, empleando la ecuación (2.1.1), se tiene un módulo de elasticidad igual a 3177 MPa, un módulo de Poisson igual a 0.22 y un peso específico de 1200 kg/m³.

3.3.2. MODELACIÓN DE MAMPOSTERÍA

Para realizar la calibración de los links para el método Pívorot, se emplearon las curvas de fragilidad para mampostería realizadas por (Grijalva & Narváez, 2018), las cuales evalúan los daños que puede sufrir la mampostería ante fuerzas sísmicas. Se empleó el 90% de probabilidad de ocurrencia de daños para las curvas de fragilidad en función de la fuerza y la deriva.

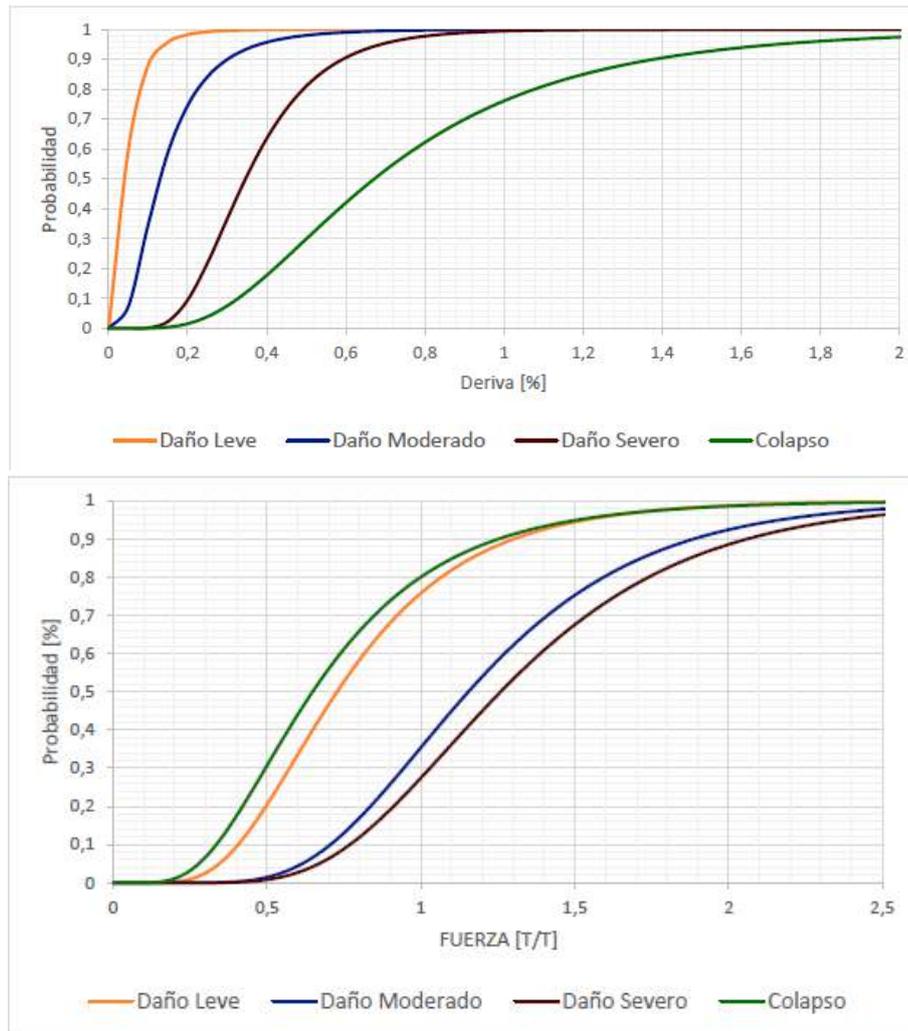


Figura 68. Curvas de fragilidad para bloques de hormigón

Fuente: (Grijalva & Narváez, 2018)

Además de haber usado las curvas también se calculó la rigidez secante de la mampostería, para esto se usó la siguiente fórmula.

$$K_m = \frac{E_m * w * t}{d_m} * \cos^2(\theta) \quad (3.3.1)$$

Donde:

K_m : Rigidez secante

Con los parámetros definidos se procedió a realizar el ingreso de los datos en el programa de modelación, los datos se ingresan como multilinear plastic considerando el comportamiento no lineal.

Link Property Data

General

Link Property Name: Link Type:

Link Property Notes: P-Delta Parameters:

Total Mass and Weight

Mass: kg Rotational Inertia 1: tonf-m-s²

Weight: tonf Rotational Inertia 2: tonf-m-s²

Rotational Inertia 3: tonf-m-s²

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U1..."/>	<input type="checkbox"/> R1	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R1..."/>
<input type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U2..."/>	<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R2..."/>
<input type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for U3..."/>	<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="button" value="Modify/Show for R3..."/>

Figura 69. Propiedades para uso de links

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Como la mampostería de relleno es de bloques de hormigón, se el valor del parámetro α_2 igual a 0.2 (Di Trapani, 2014).

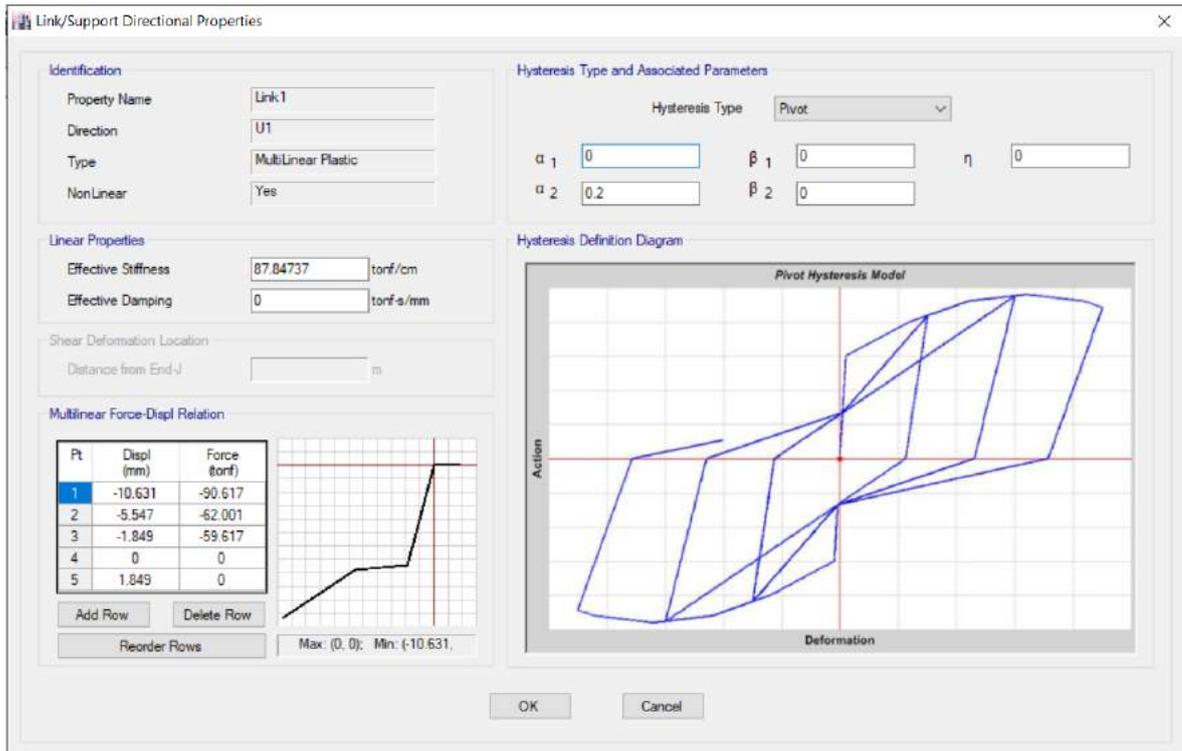


Figura 70. Curva Pívor

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Los links se colocan en cruz dentro de cada pórtilo que lleva mampostería de relleno.

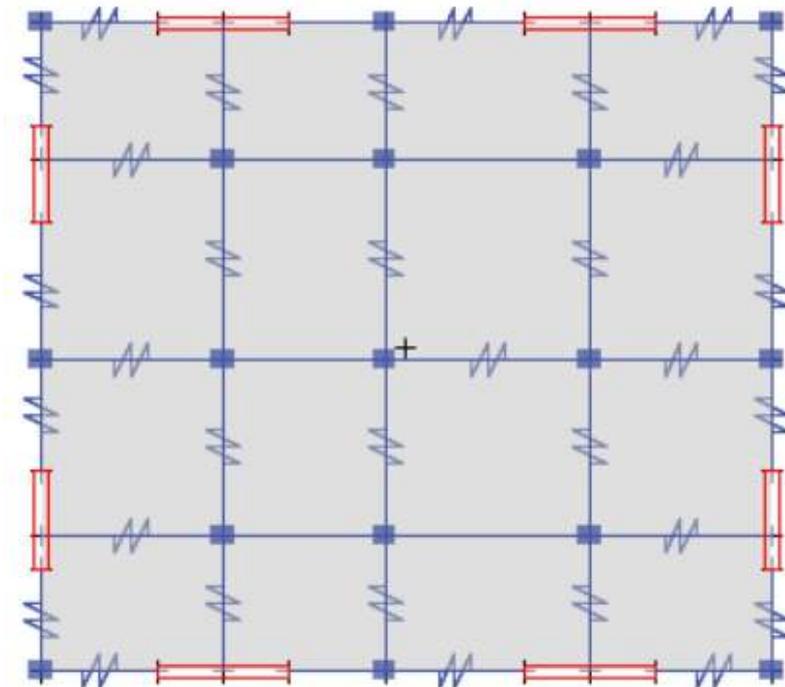


Figura 71. Links colocados en los pisos superiores de los edificios

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

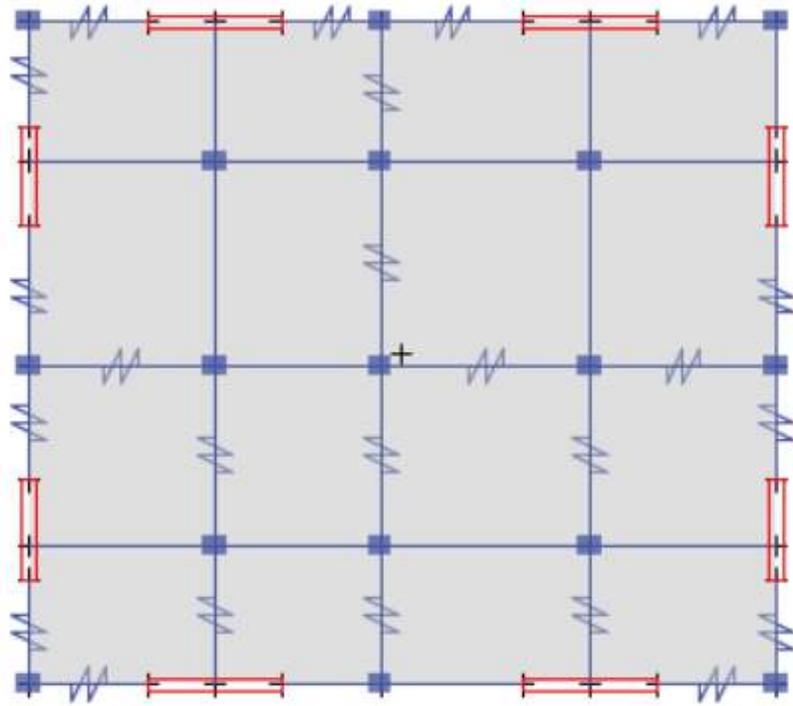


Figura 72. Links colocados en la planta baja de los edificios
Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DE MODELACIÓN

4.1.1. EDIFICIO DE 14 PISOS

4.1.1.1. Derivas elásticas

Conforme se puede evidenciar en las figuras 63 y 64, las derivas máximas en el edificio sin mampostería se presentan en el piso 6 con un valor igual a 0.002662 en la dirección X y el piso 5 con un valor igual a 0.00323 en la dirección Y y para el edificio con mampostería se presentan en el piso 5 con un valor igual a 0.001903 en la dirección X y el piso 4 con un valor igual a 0.001804 en la dirección Y.



Figura 73. Derivas elásticas dirección X (14 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez



Figura 74. Derivas elásticas dirección Y (14 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez

4.1.1.2. Derivas inelásticas

Al igual que las derivas elásticas existe una reducción considerable en los dos sentidos de análisis debido a que mantienen el mismo comportamiento de las anteriores.

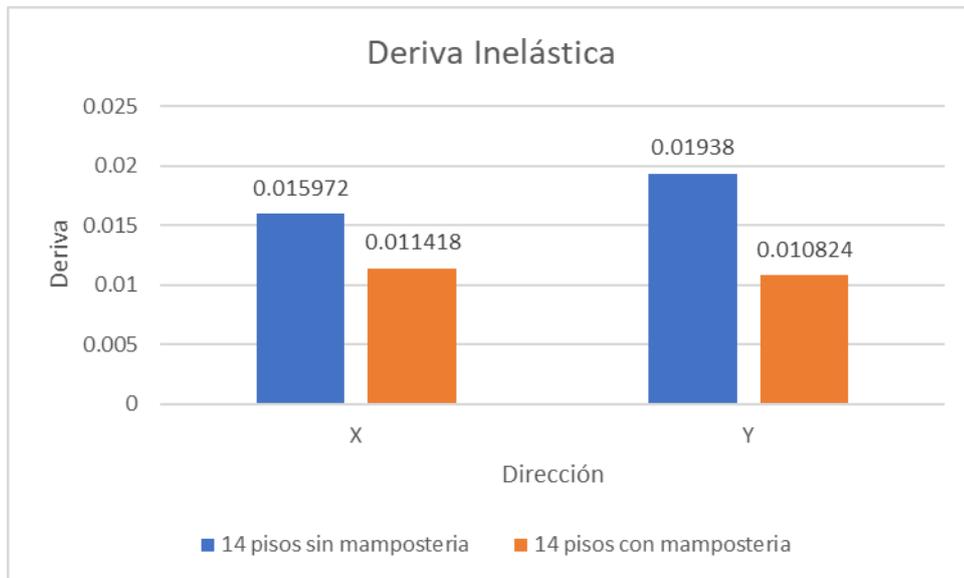


Figura 75. Derivas inelásticas (14 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez

4.1.1.3.Participación modal y periodo fundamental

El comportamiento del edificio sin mampostería fue de traslación primero en la dirección Y, luego en X y rotación en Z para sus modos de vibración iniciales, mientras que para el edificio con mampostería la dirección de traslación cambió por la presencia de la misma, siendo primero en X luego en Y, manteniendo la rotación en Z.

Los periodos fundamentales de los edificios se diferencian reduciéndose ante la consideración de mampostería en el análisis.

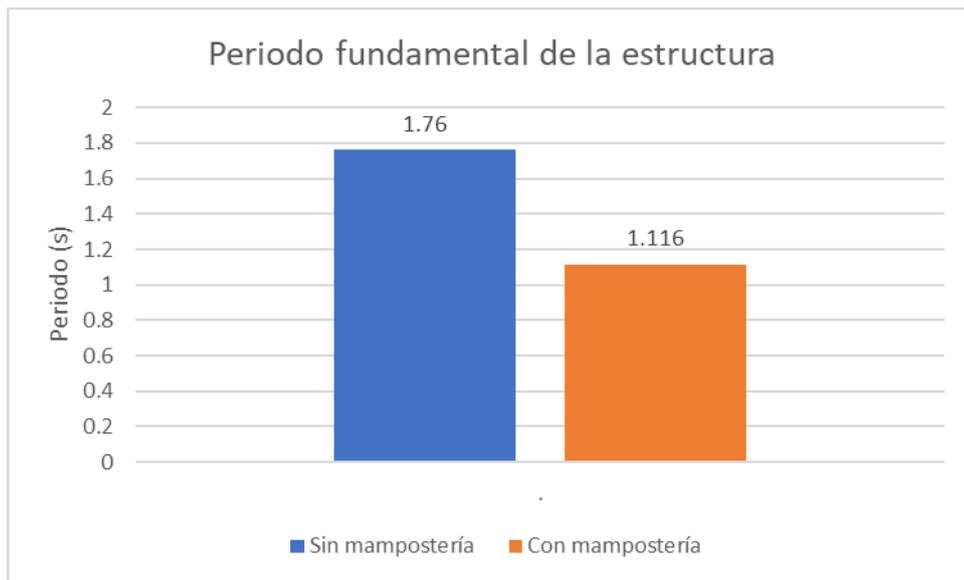


Figura 76. Periodos fundamentales (14 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez

4.1.1.4.Análisis pushover

Las rótulas plásticas se empiezan a producir a partir del paso 6 en la dirección X y en el paso 7 en la dirección Y, con una relación de ductilidad de 2.21 para X y 1.91 para Y.

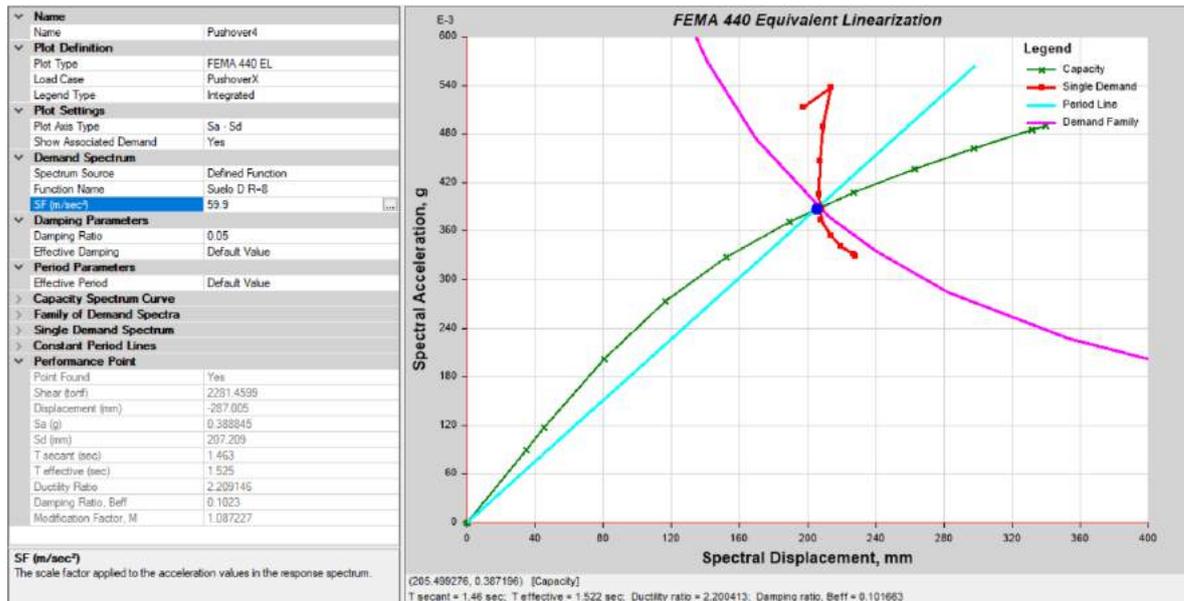


Figura 77. Punto de desempeño eje X, edificio 14 pisos (sin mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

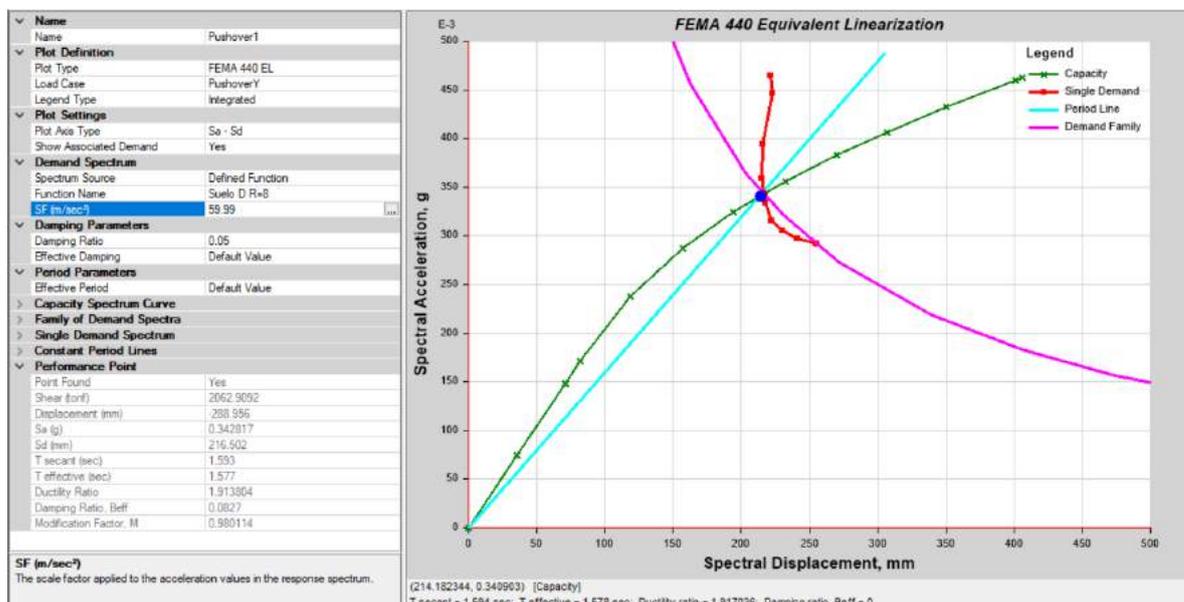


Figura 78. Punto de desempeño eje Y, edificio 14 pisos (sin mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Como se puede evidenciar en la figura 69, la formación de las rótulas plásticas se produce en las vigas que están en contacto con los muros, en el eje Y las rótulas para el último paso calculado por el programa no se llegan a formar a partir del piso 13 en adelante.

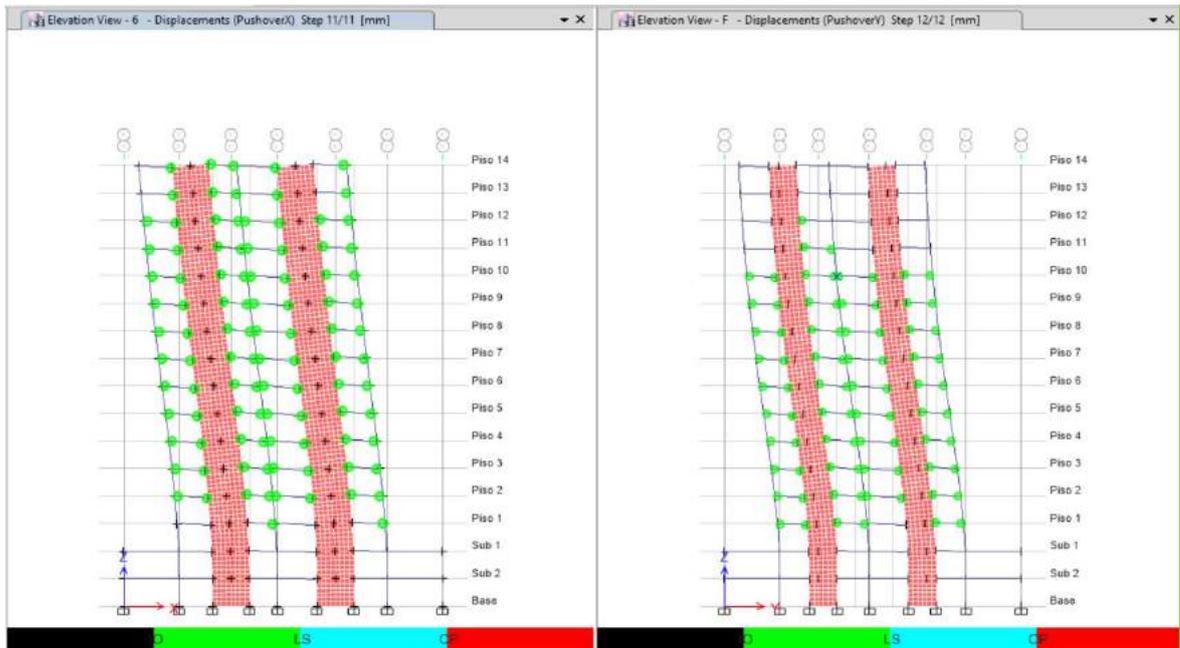


Figura 79. Formación de rótulas plásticas edificio 14 pisos (sin mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Para el edificio con mampostería las rótulas plásticas se empiezan a producir a partir del paso 4 en la dirección X y en el paso 6 en la dirección Y, con una relación de ductilidad de 4.92 para X y 6.43 para Y.

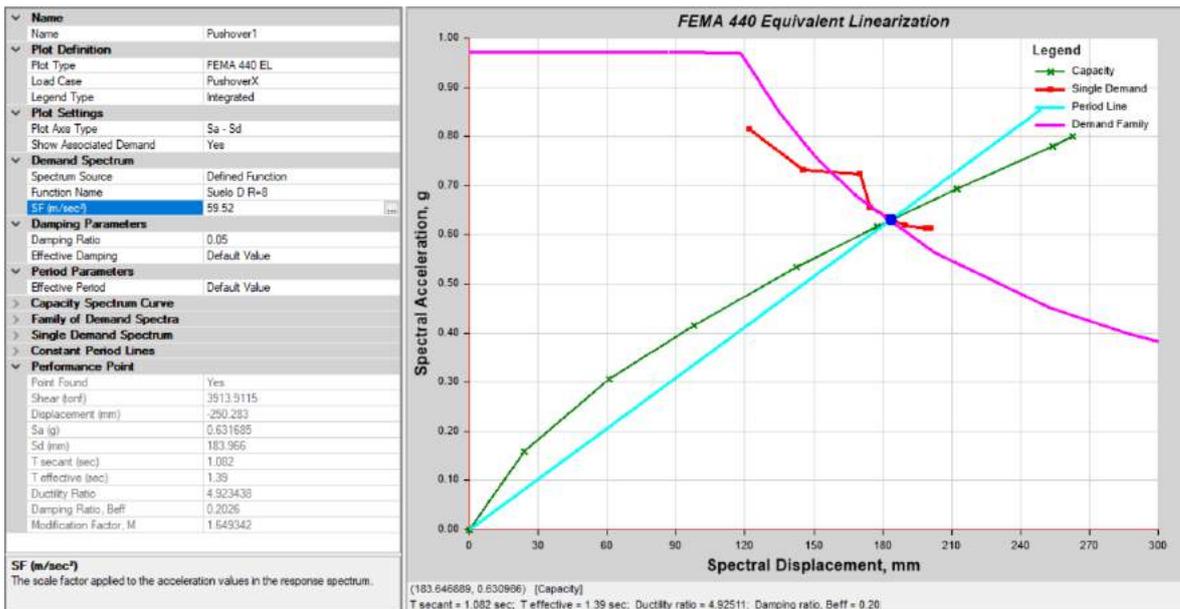


Figura 80. Punto de desempeño eje X, edificio 14 pisos (con mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

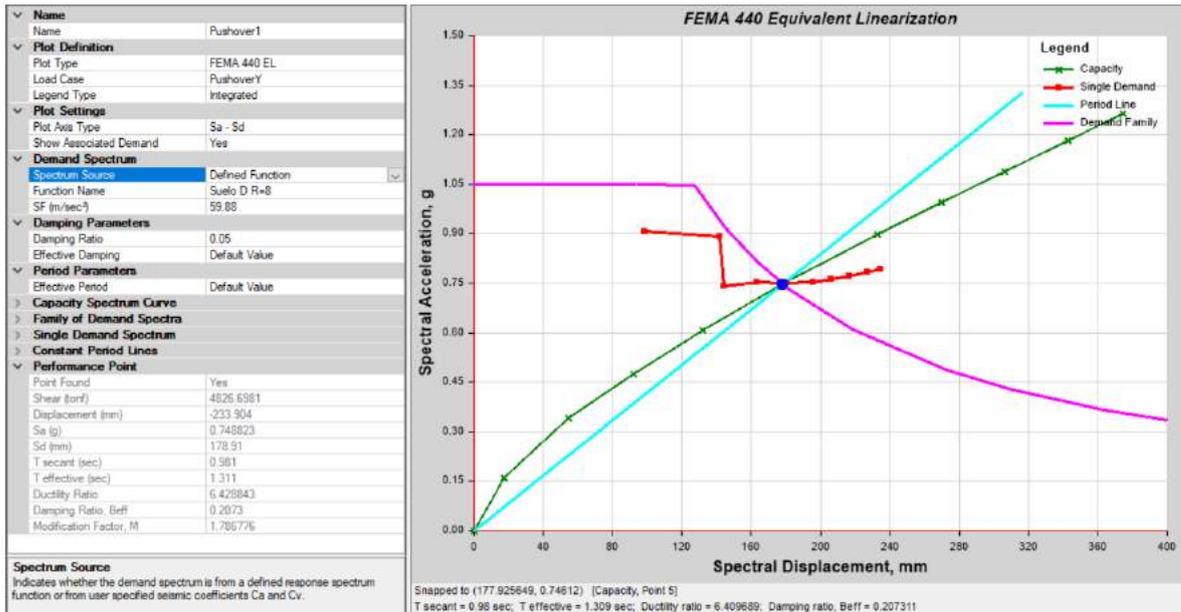


Figura 81. Punto de desempeño eje Y, edificio 14 pisos (con mampostería)
 Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Como se puede evidenciar en la figura 72, la formación de las rótulas plásticas se produce en las vigas que están en contacto con los muros, en el eje Y las rótulas para el último paso calculado por el programa no se llegan a formar a partir del piso 11 en adelante y se puede observar que algunas rótulas están en seguridad de vida.



Figura 82. Formación de rótulas plásticas edificio 14 pisos (con mampostería)
 Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

4.1.2. EDIFICIO DE 7 PISOS

4.1.2.1. Derivas elásticas

Conforme se puede evidenciar en las figuras 73 y 74, las derivas máximas en el edificio sin mampostería se presentan en el piso 4 con un valor igual a 0.001473 en la dirección X y el piso 4 con un valor igual a 0.001899 en la dirección Y y para el edificio con mampostería se presentan en el piso 3 con un valor igual a 0.000745 en la dirección X y el piso 2 con un valor igual a 0.000776 en la dirección Y.



Figura 83. Derivas elásticas dirección X (7 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez



Figura 84. Derivas elásticas dirección Y (7 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez

4.1.2.2. Derivas inelásticas

Debido a que se mantiene el mismo comportamiento que las anteriores derivas, se evidencia una considerable reducción en los dos sentidos de análisis.

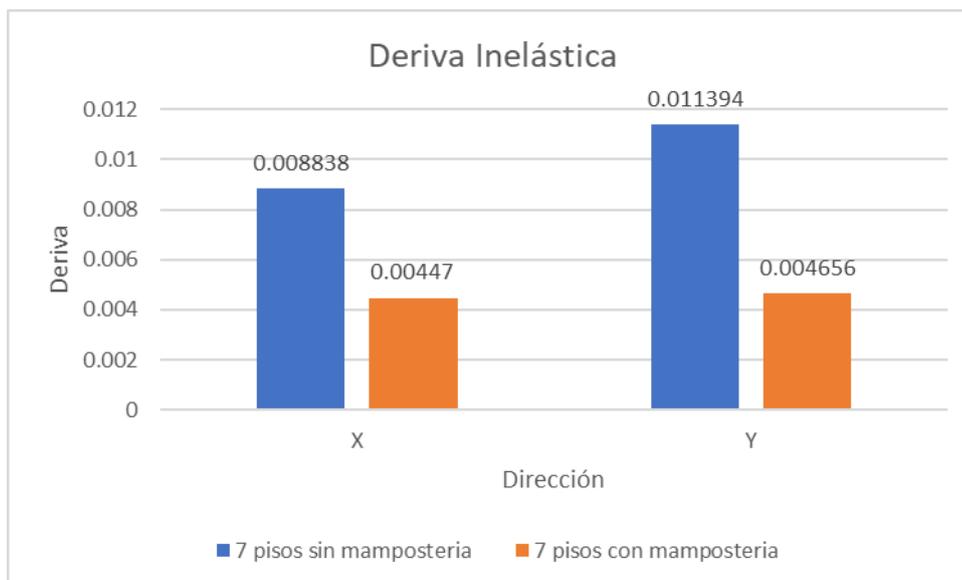


Figura 85. Derivas inelásticas (7 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez

4.1.2.3.Participación modal y periodo fundamental

Al igual que el edificio de 14 pisos, se mantiene el comportamiento de sus 3 primeros modos de vibración, cambiando de dirección ante la consideración del análisis de la mampostería.

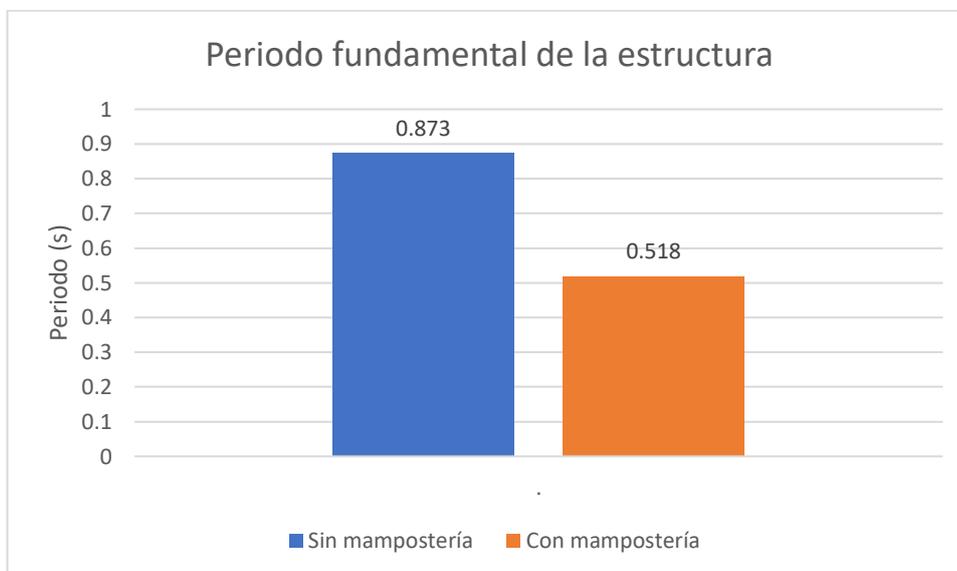


Figura 86. Periodos fundamentales (7 pisos)

Fuente: Rodríguez, Yépez

4.1.2.4.Análisis pushover

Las rótulas plásticas se empiezan a producir a partir del paso 6 en la dirección X y en el paso 5 en la dirección Y, con una relación de ductilidad de 1.84 para X y 1.64 para Y.

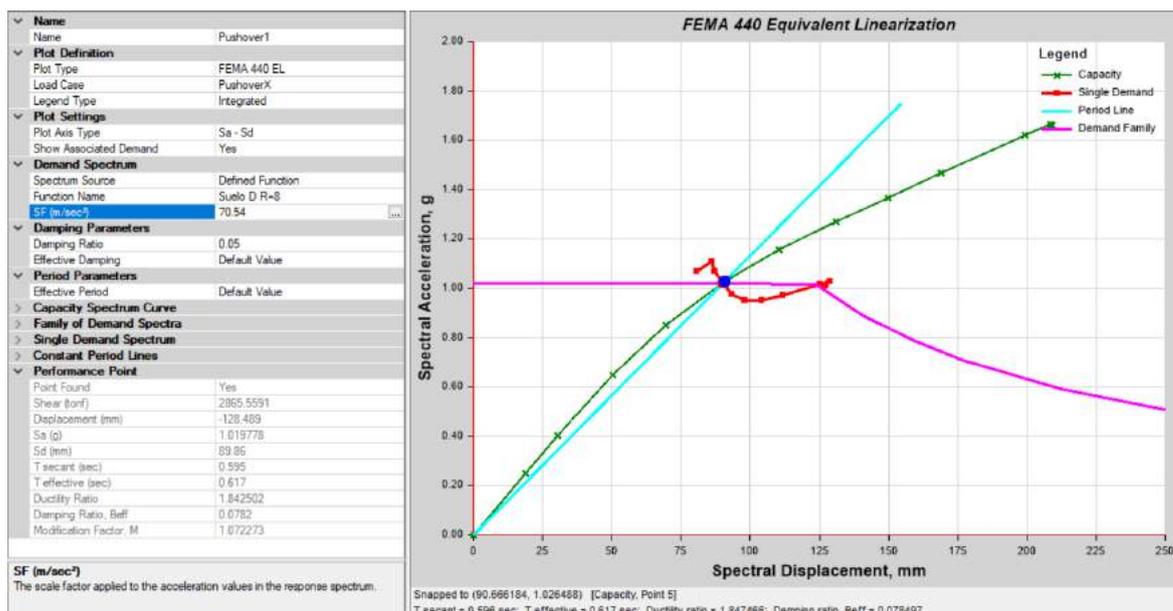


Figura 87. Punto de desempeño eje X, edificio 7 pisos (sin mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

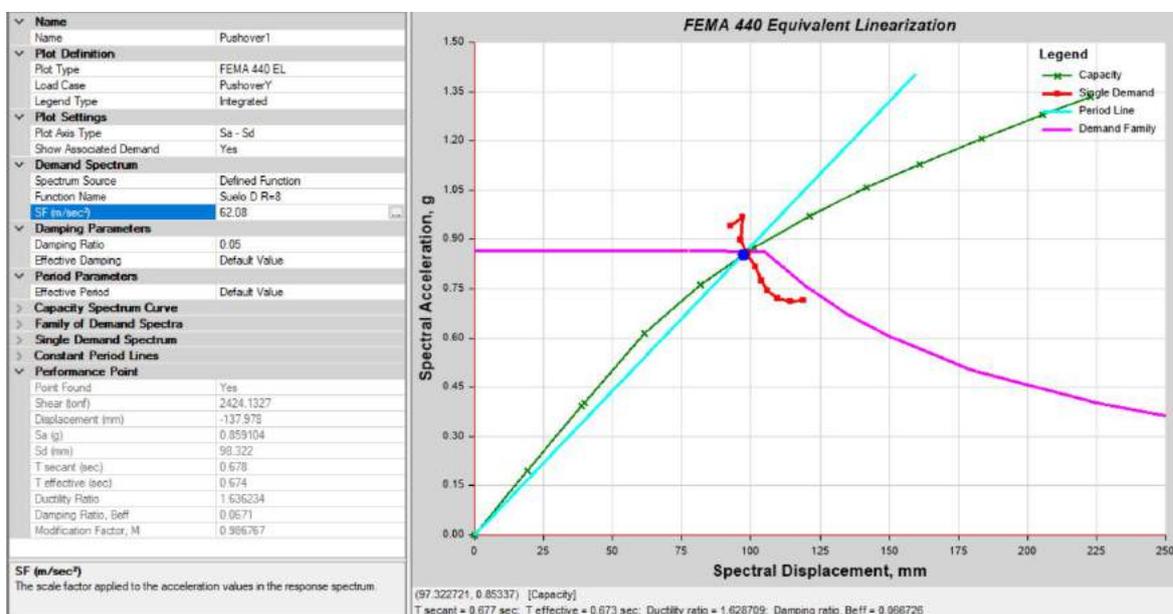


Figura 88. Punto de desempeño eje Y, edificio 7 pisos (sin mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Como se puede evidenciar en la figura 79, la formación de las rótulas plásticas se produce en todos los niveles, presentando en el eje X formación de rótulas con un nivel de desempeño de seguridad de vida mientras que en el eje Y ya hay rótulas que están en prevención de colapso.

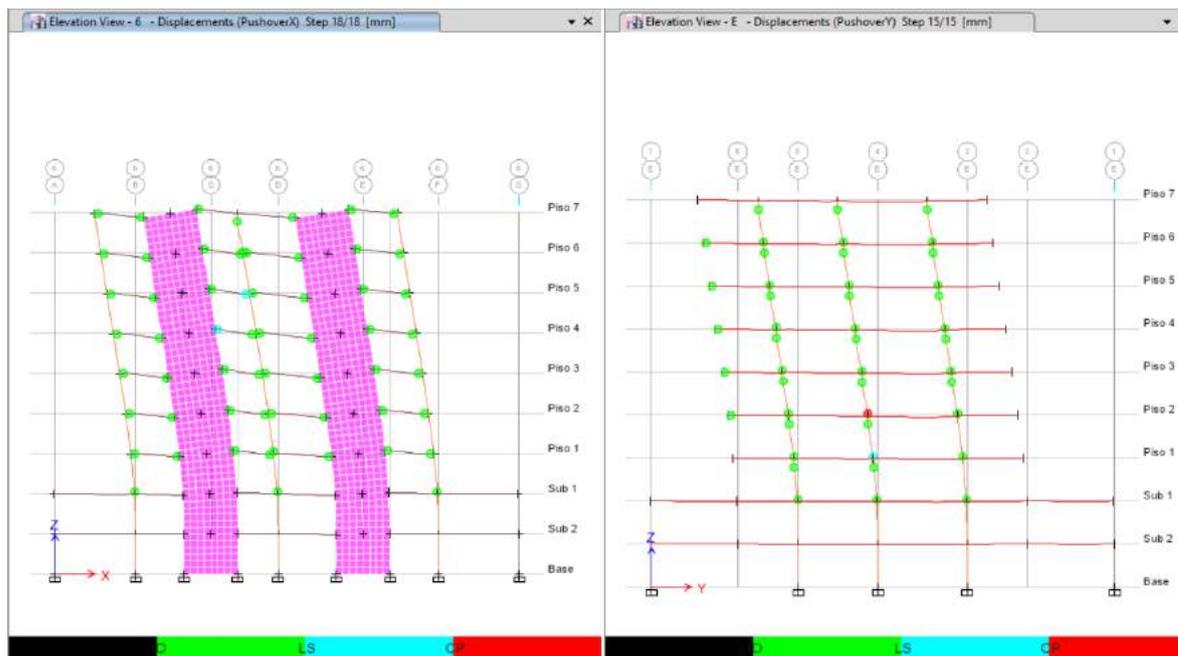


Figura 89. Formación de rótulas plásticas edificio 7 pisos (sin mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Para el edificio con mampostería las rótulas plásticas se empiezan a producir a partir del paso 5 en la dirección X y en el paso 3 en la dirección Y, con una relación de ductilidad de 2.79 para X y 3.97 para Y.

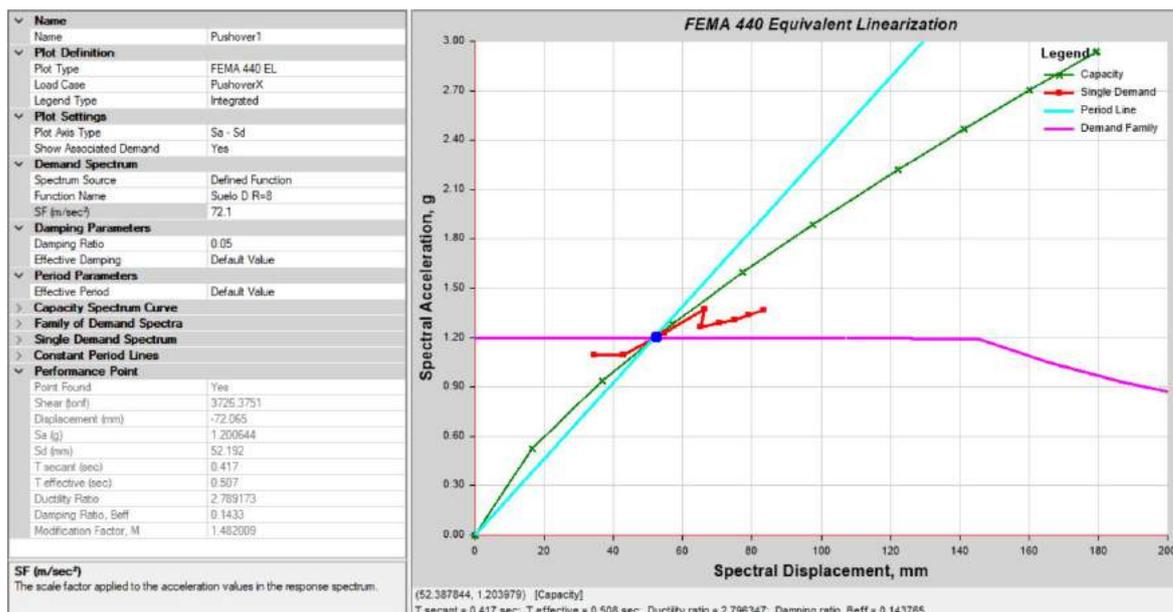


Figura 90. Punto de desempeño eje X, edificio 7 pisos (con mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

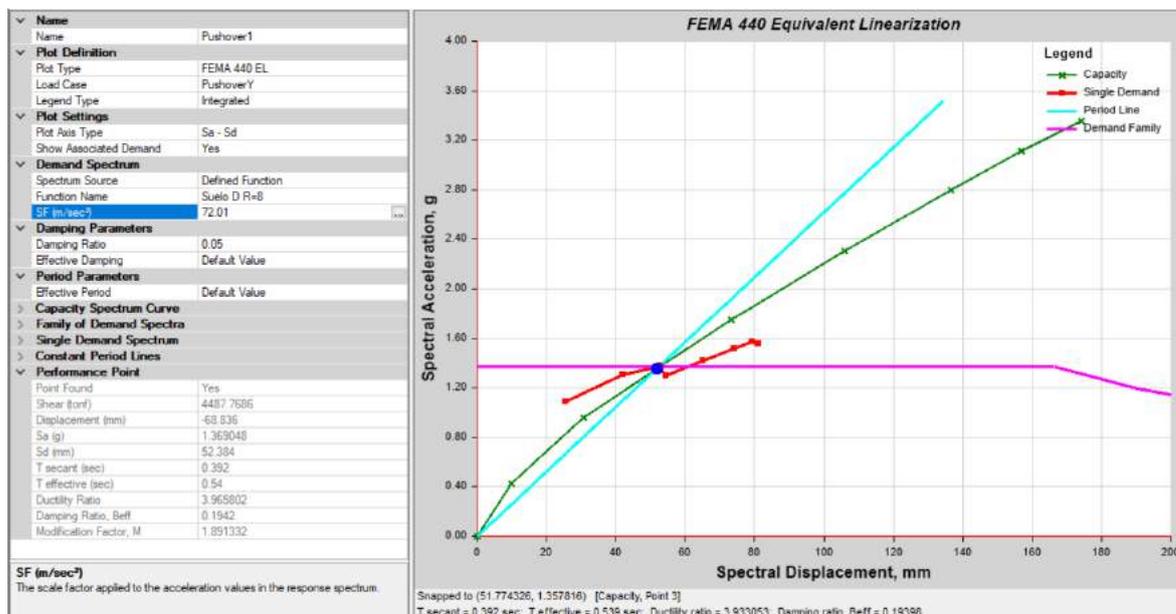


Figura 91. Punto de desempeño eje Y, edificio 7 pisos (con mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

Como se puede evidenciar en la figura 82, la formación de las rótulas plásticas se produce en todos los niveles, presentando en el eje X formación de rótulas con un nivel de desempeño de ocupación inmediata mientras que en el eje Y ya hay rótulas que están en prevención de colapso.

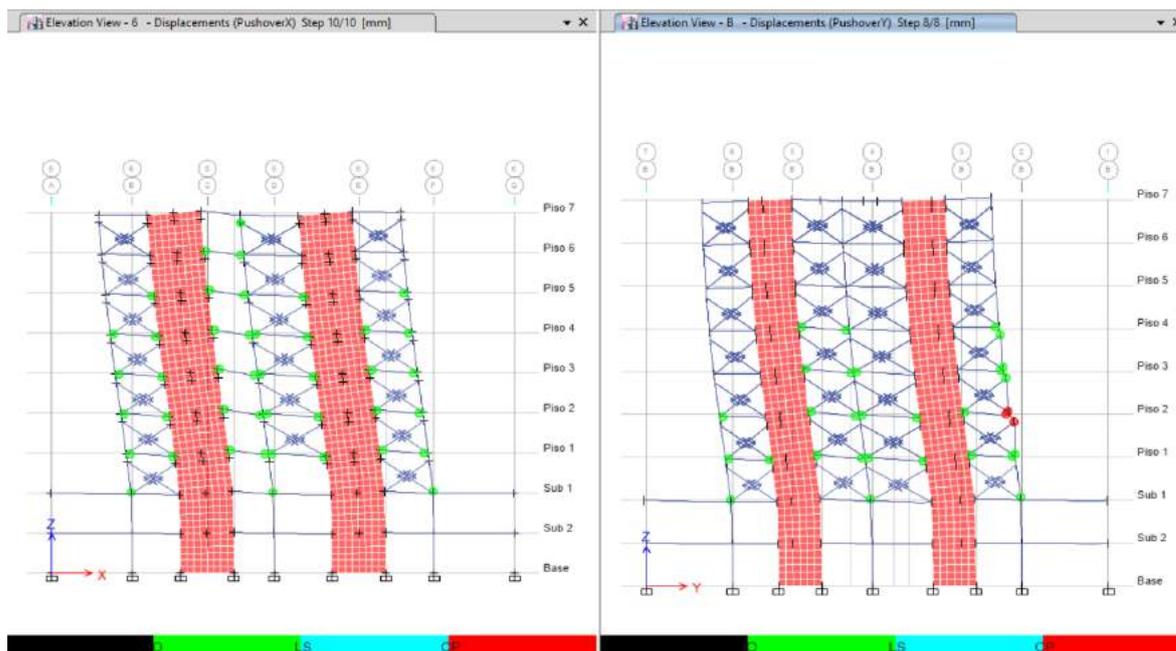


Figura 92. Formación de rótulas plásticas edificio 14 pisos (con mampostería)

Fuente: ETABS. Rodríguez, Yépez

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

Se evidencia una reducción del 36.59% del periodo fundamental cuando se considera la mampostería en el análisis para el edificio de 14 pisos, mientras que para el edificio de 7 pisos se tiene una reducción de 40.66%, infiriendo así que para edificios de altura media la consideración de la mampostería en la modelación interviene directamente en la rigidez de la estructura, de manera que la reducción de los periodos es mayor.

Manteniendo la misma configuración en planta y elevación, y sin considerar la mampostería se observa que la relación de períodos entre el edificio de 14 pisos con el de 7 pisos es de 2.02 y al considerar la mampostería esta relación es de 2.15, por ende, la variación de 0.13 entre estos dos valores se debe al aporte de la mampostería en su rigidez y a su vez este valor tiene una relación directa con la altura de los edificios que se compararon.

Conforme a la Figura 73 y Figura 74, en el edificio de 14 pisos las derivas se redujeron en un 28.51% en la dirección X mientras que en la dirección Y se redujeron un 44.15%, debido a que la presencia de la mampostería aporta a la rigidez del edificio y de acuerdo con la Figura 83 y Figura 84, en el edificio de 7 pisos las derivas se redujeron en un 49.42% en la dirección X mientras que en la dirección Y se redujeron un 59.14%. Los niveles donde se producen las derivas máximas cambiaron sus alturas ubicándose en pisos inferiores, ya que los edificios sin mampostería tienen una mayor ductilidad, desarrollándose desplazamientos más grandes en pisos superiores.

La utilización del método de Pívor en el análisis no lineal de la mampostería, brindó resultados confiables debido a que se utilizó elementos Multilinear Plastic Link, los mismos que consideran las características y propiedades de la mampostería a partir de sus curvas de fragilidad.

El análisis no lineal permite la evaluación del comportamiento de los elementos estructurales con elementos no estructurales como la mampostería artesanal, permitiendo una adecuada evaluación de los daños que se pueden tener en el edificio ante eventos sísmicos.

Para evitar excentricidades en el centro de rigidez, evitar que se produzcan momentos de torsión en planta y poder reducir sus dimensiones manteniendo espesores no mayores a 40cm, los muros fueron situados en pares en los contornos de los edificios, permitiendo así una mejor distribución del cortante basal de la estructura.

Para que la edificación se considere como un sistema dual, los muros de corte deben de absorber al menos el 75% del cortante basal, respetando este criterio las dimensiones de los elementos que se obtuvieron en el prediseño redujeron sus secciones, respetando que los cambios en las mismas no afecten al comportamiento de las edificaciones ante un evento sísmico.

La participación modal cambio de direcciones de traslación debido a que en el eje X se tiene pórticos con aberturas mayores al 60% lo cual provoca que el edificio sea más rígido en el eje Y y por lo tanto el primer modo de vibración se produce en el eje X, este comportamiento se evidencia en los dos edificios tanto en el de 14 pisos como en el de 7, esto se debe mayormente a que se mantuvo la misma configuración arquitectónica.

Al modelar la mampostería esta tiene un nivel de desempeño máximo hasta el daño severo y se evidencia que para los edificios de 7 pisos sin considerar la mampostería el daño en las rótulas se presentó en el paso 18 en la dirección X y en el paso 15 en la dirección Y, mientras que al considerar la mampostería el daño en las rótulas se presentó en el paso 10 en la dirección X y en el paso 8 en la dirección Y. Mientras que para los edificios de 14 pisos sin considerar la mampostería el daño en las rótulas se presentó en el paso 11 en la dirección X y en el paso 12 en la dirección Y, mientras que al considerar la mampostería el daño

en las rótulas se presentó en el paso 8 en la dirección X y en el paso 10 en la dirección Y.

Para obtener un comportamiento más cercano al real, la consideración de la mampostería es esencial debido a que se pueden evaluar los daños producidos en la misma y su aporte al desempeño general de la estructura. Esto pese a que la diferencia de los periodos al considerarla no es significativa.

5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar el análisis de los edificios junto con la mampostería ya que esta incide directamente en el comportamiento de los periodos y derivas, se debe tomar en cuenta que para este análisis es importante conocer la resistencia a la compresión real de la mampostería que se dispone, junto con sus curvas de fragilidad para evaluar los daños producidos en la misma.

Es importante considerar la mampostería en el análisis de la estructura debido a que existe una variación entre los periodos que puede ser relevante cuando se diseña proyectos de gran altura.

Cuando se requiera rigidizar estructuras de gran altura se recomienda emplear muros de corte y para que estos no afecten al diseño arquitectónico por su gran espesor se sugiere utilizar dos muros con espesores menores por eje.

Muchos diseñadores hoy en día no consideran el análisis de la mampostería, sin embargo, mediante el presente estudio se observó que el aporte de rigidez de la mampostería es importante en estructuras con presencia de varias paredes y es necesario tomar en cuenta que previo a la modelación estructural el calculista debe revisar la cantidad de paredes que convergen en los ejes.

Debido al escaso control de calidad que se tiene en la fabricación de mampuestos llega a existir incertidumbre respecto a la resistencia a la compresión

de los mismos, por lo que se recomienda trabajar con artesanos a los cuales se les brinden capacitaciones para realizar sus mampuestos.

En caso no tener información sobre el mampuesto a utilizar, se recomienda que se empleen las curvas de fragilidad de estudios previos, teniendo en cuenta el porcentaje de confiabilidad de acuerdo a la estructura que se vaya a modelar y los resultados que se espera obtener, debido a que refleja el nivel de influencia de la mampostería hacia la estructura.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI 318. (2019). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*.
- Aguiar, R. (2012). *Dinámica de estructuras con CEINCI-LAB* (Centro de Investigaciones Científicas. (ed.)).
https://www.researchgate.net/publication/279914782_Dinamica_de_Estructuras_con_CEINCI-LAB
- Aguiar, R. (2013). *Microzonificación Sísmica de Quito* (Centro de Investigaciones Científicas (ed.); 1st ed.). Universidad de Fuerzas Armadas ESPE.
- AIS, A. C. de I. S. (2001). Manual de Construcción. Evaluación y Rehabilitación Sismo Resistente de viviendas de Mampostería. *La Red*, 173.
- Al-Chaar, G. (2002). Evaluating Strength and Stiffness of Unreinforced Masonry Infill Structures. *ERDC/CERL TR-02-1*.
- Almerich-Chulia, A. (2010). *Diseño, según estados límites, de estructuras de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio GFRP*.
<https://doi.org/10.4995/thesis/10251/9744>
- Alvarado, L., Pineda, S., & Ventura, J. (2004). Diseño de elementos estructurales en edificios de concreto reforzado. *Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura Escuela de Ingeniería Civil*, 630.
- Angulo, L., & López, C. (2008). *Reforzamiento de mampostería de ladrillo artesanal*. Escuela Politécnica Nacional.
- ASCE. (2016). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
- Asteris, P. G., Repapis, C. C., Tsaris, A. K., Di Trapani, F., & Cavaleri, L. (2015). Parameters affecting the fundamental period of infilled RC frame structures. *Earthquake and Structures*, 9(5), 999–1028.
<https://doi.org/10.12989/eas.2015.9.5.999>
- ASTM C129. (2014). Standard Specification for Nonloadbearing Concrete Masonry Units. In *ASTM International, West Conshohocken, PA*.
- ASTM C140/C140M - 18. (2005). Standard test methods for felt. *ASTM International, West Conshohocken, PA, 2005(2005)*, 1–36.
<https://doi.org/10.1520/C0140>
- Ávila, C. (2018). Apuntes de clases. Hormigón III. *Escuela Politécnica Nacional*.
- Badillo, J. (2015). *Comparación del comportamiento a la resonancia entre*

- estructuras con muros de cortes duales y estructuras con pórticos resistentes a momento para un suelo típico de Quito* [Pontificia Universidad Católica del Ecuador]. <http://repositorio.puce.edu.ec/handle/22000/11890>
- Carrillo, J., & González, G. (2007). Modelación Inelástica De Pórticos De Concreto Con Mampostería No Reforzada. *DYNA*, 74(152), 229–239. <https://revistas.unal.edu.co/index.php/dyna/article/view/926>
- Cevallos, O., Jaramillo, D., Ávila, C., & Aldaz, X. (2017). Production and quality levels of construction materials in Andean regions: A case study of Chimborazo, Ecuador. *Journal of Construction in Developing Countries*, 22(1), 115–136. <https://doi.org/10.21315/jcdc2017.22.1.7>
- Constantinescu, S. (2017). Behavior of Confined Masonry Walls in Dual Buildings. *Proceedings of 8th International Conference on Energy and Environment: Energy Saved Today Is Asset for Future, CIEM 2017*, 460–464. <https://doi.org/10.1109/CIEM.2017.8120801>
- Crisafulli, F. (1997). *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills*. <https://doi.org/http://dx.doi.org/10.26021/1979>
- D'Altri, A. M., Sarhosis, V., Milani, G., Rots, J., Cattari, S., Lagomarsino, S., Sacco, E., Tralli, A., Castellazzi, G., & de Miranda, S. (2019). A review of numerical models for masonry structures. *Numerical Modeling of Masonry and Historical Structures: From Theory to Application*, 3–53. <https://doi.org/10.1016/B978-0-08-102439-3.00001-4>
- D'Altri, Antonio Maria, Cannizzaro, F., Petracca, M., & Talledo, D. A. (2022). Nonlinear modelling of the seismic response of masonry structures: Calibration strategies. In *Bulletin of Earthquake Engineering* (Vol. 20, Issue 4). Springer Netherlands. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01104-1>
- Di Trapani, F. (2014). *Masonry infilled RC frames: Experimental results and development of predictive techniques for the assessment of seismic response* [Università degli Studi di Palermo]. <https://doi.org/10.13140/2.1.1849.7927>
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings* (Issue November).
- Gere, J., & Goodno, B. (2018). *Mecánica de Materiales* (C. Learning (ed.); Novena Ed).
- Grijalva, L., & Narváez, H. (2018). *Elaboración de curvas de fragilidad para ensayos*

- experimentales realizados sobre mamposterías de bloques de concreto y ladrillos en Quito.* Escuela Politécnica Nacional.
- Hidalgo, S., & José, B. (2018). *Afectación de la mampostería en el comportamiento dinámico de un edificio de hormigón armado.* 19, 23–30. <https://doi.org/https://doi.org/10.23878/alternativas.v19i3.265>
- Jin, G., Ye, T., & Su, Z. (2015). Structural Vibration. In *Structural Vibration*. Springer Berlin Heidelberg. <https://doi.org/10.1007/978-3-662-46364-2>
- Khalil, L., Sadek, M., & Shahrour, I. (2007). Influence of the soil–structure interaction on the fundamental period of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(15), 2445–2453. <https://doi.org/10.1002/eqe.738>
- Kostinakis, K., Athanatopoulou-Kyriakou, A., & Vasileiadis, V. (2018). Incremental Dynamic Analysis Of R/C Buildings With Various Distributions Of Masonry Infills. *16th European Conference on Earthquake Engineering (16ECEE), Thessaloniki , Greece*, 1–12. <http://ikee.lib.auth.gr/record/299614>
- Llano, A. (2015). *Diseño estructural de una edificación de seis pisos, mediante un análisis lineal controlado por derivas inelásticas y una comprobación con un análisis estático no lineal, aplicando la técnica de pushover.* Escuela Politécnica Nacional.
- López, K., & Ushiña, W. (2017). *Determinación del módulo de elasticidad de mampostería de bloque no estructural utilizada en la vivienda ecuatoriana* [Escuela Politécnica Nacional]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/18756>
- Manosalvas, K., & Tarapues, J. (2017). *Análisis comparativo de las derivas de piso, para edificaciones de 3,6 y 9 pisos entre un sistema de muros confinados con M2 y un sistema aporticado.* Universidad Central del Ecuador.
- Mayorca, P., & Meguro, K. (2003). Modeling Masonry Structures using the Applied Element Method. *Seisan Kenkyu*, 55, 581–584. <https://doi.org/https://doi.org/10.11188/seisankenkyu.55.581>
- Mayorga, J. (2017). *Elaboración de un manual del proceso constructivo de mampostería en nicaragua.* Universidad Nacional Autónoma de Nicaragua.
- McCormac, J., & Brown, R. (n.d.). *Diseño de concreto reforzado.*
- Medina, C., & Placencia, P. (2017). Reducción de la Vulnerabilidad en Estructuras Esenciales de Hormigón Armado: Hospitales, Situadas en Zonas de Alto

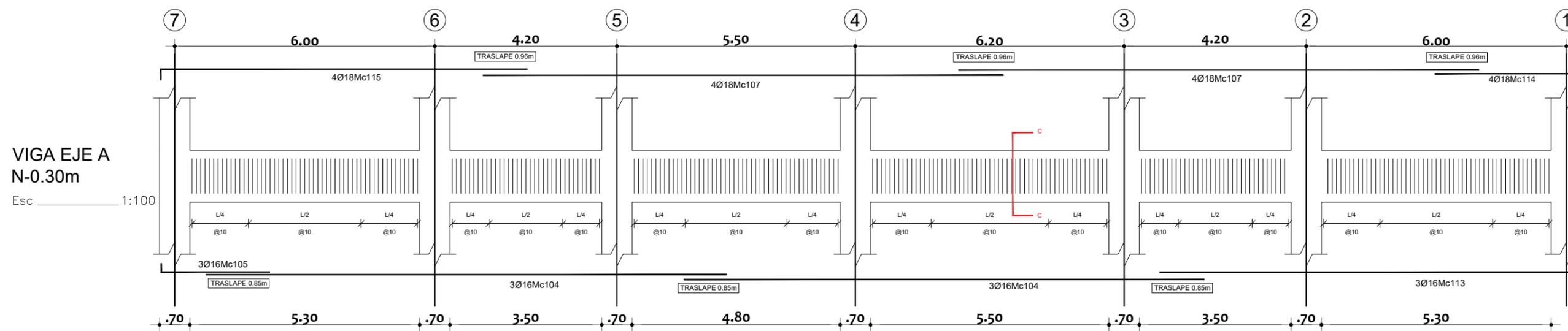
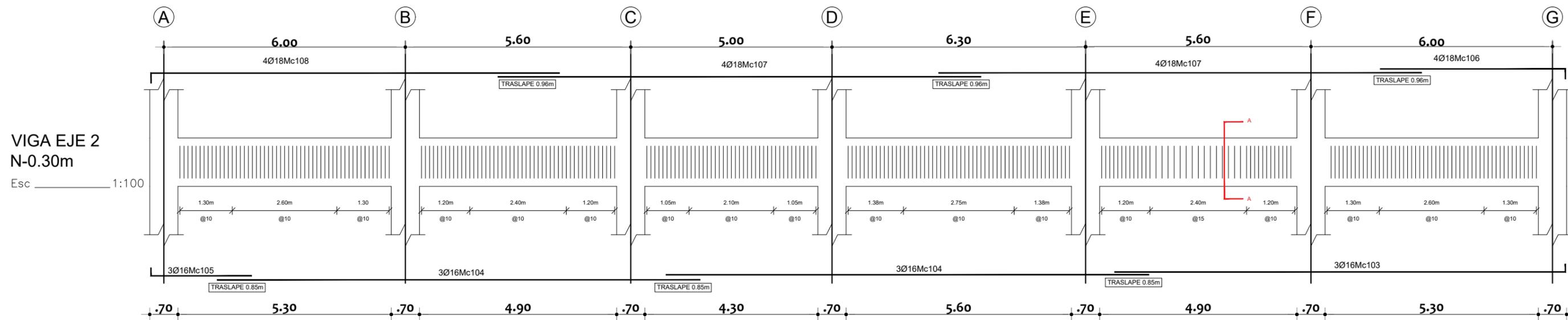
- Peligro Sísmico en el Ecuador. *Revista Politécnica*, 40(1), 35–44.
<https://doi.org/10.33333/rp.v40i1.744>
- Medina Rodriguez, H. N., & Medina Vargas, L. F. (2021). *Análisis del comportamiento en muros de mampostería reforzados sometidos a fuerza cortante en voladizos*. [Universidad Santo Tomas].
<https://repository.usta.edu.co/handle/11634/35063>
- Mehdipanah, A., Mirghaderi, S. R., & Tabatabaei, S. A. R. (2015). Seismic performance of stiffness-based designed buckling-restrained braced frame and special moment-resisting frame dual systems. *Structure and Infrastructure Engineering*, 19. <https://doi.org/10.1080/15732479.2015.1071854>
- Moreno, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona [Universitat Politècnica de Catalunya.]. In *Universitat Politècnica de Catalunya*.
<http://hdl.handle.net/2117/93559>
- NEC-SE-CG. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Cargas (no sísmicas)*.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-CG.pdf>
- NEC-SE-DS. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Peligro Sísmico*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana De La Construcción. Estructuras De Hormigón Armado*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>
- NEC-SE-MP. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Mampostería Estructural*. Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda.
- NEC-SE-RE. (2014). *Norma Ecuatoriana de la Construcción. Riesgo Sísmico*.
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-RE-Riesgo-sísmico.pdf>
- Nilson, A. (2001). *Diseño de estructuras de concreto* (E. Ariza (ed.)). McGraw-Hill Interamericana S.A.
- NTE INEN 638. (2014). *Bloques huecos de hormigón. Definiciones, clasificación y condiciones generales*. (p. 7).
- Pachano, F. (2018). Determinación De Parámetros Mecánicos Para Modelos No Lineales De Mampostería De Relleno En Pórticos De Hormigón Armado

- Obtenidos De Manera Experimental. In *Escuela Politécnica Nacional*. Escuela Politécnica Nacional.
- Paredes, R. (2015). *Influencia de los elementos no estructurales en la respuesta dinámica de un edificio. Aproximación Teórica-Experimental* [EPN]. <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/12031>
- Parra, H. (2016). *Desarrollos metodológicos y aplicaciones hacia el cálculo de la peligrosidad sísmica en el Ecuador continental y estudio de riesgo sísmico en la ciudad de Quito* [Universidad Politécnica de Madrid]. <https://oa.upm.es/39353/>
- Placencia, P. (2020). *Proyectos Estructurales y Configuración Estructural*.
- Popov, E. (1990). *Mecánica de Sólidos* (H. William (ed.)). Prentice Hall.
- Rivadeneira, F., Segovia, M., Alvarado, A., Egred, J., Troncoso, L., Vaca, S., & Yopez, H. (2007). *Breves fundamentos sobre los terremotos en el Ecuador* (1st ed., Vol. 1). Corporación Editora Nacional - IGEPN. <https://www.igepn.edu.ec/publicaciones-para-la-comunidad/comunidad-espanol/35-breves-fundamentos-sobre-los-terremotos-en-el-ecuador/file>
- Rochel, R. (1993). Influencia de los muros de mampostería en el comportamiento de las estructuras aperticadas. In *Revista Universidad Eafit* • No. 90 (pp. 71–79).
- Salazar, G. (2015). *Impacto producido por la variación en rigidez, masa sísmica y coeficiente del módulo elástico en el comportamiento dinámico de edificios con sistemas de pórticos resistentes a momento y sistemas duales*. Pontificia Universidad Católica del Ecuador.
- Urquiza, M. (2014). *Estudio comparativo y diseño estructural entre el sistema dual y de muros de ductilidad limitada de un edificio multifamiliar de 8 pisos en la ciudad de Arequipa*. <http://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/handle/UCSM/2130>
- Van Westen, C., Hack, R., Slob, S., & Montoya, L. (2000). Rapid Inventory of Earthquake Damage (RIED). Assessment of the damage of the Quindío Earthquake in Armenia and Pereira, Colombia. *RIED Project*. https://www.researchgate.net/publication/310605463_Rapid_Inventory_of_Earthquake_Damage_RIED_Assessment_of_the_damage_of_the_Quindio_Earthquake_in_Armenia_and_Pereira_Colombia
- Venegas, D. (2014). *Diseño Comparativo para Edificios en Estructuras de Acero*

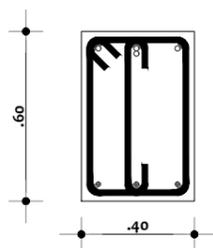
con Diversos Tipos de Arriostramiento Lateral: Caso Diagonales en Cruz.

ANEXOS

ANEXO 1
PLANOS ESTRUCTURALES



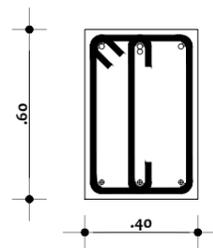
SECCIÓN A-A



ACERO SUPERIOR 4Ø18
293Ø12Mc101
293EØ12Mc102
ACERO INFERIOR 4Ø16

Esc 1:25

SECCIÓN C-C



ACERO SUPERIOR 4Ø18
277Ø12Mc101
277EØ12Mc102
ACERO INFERIOR 4Ø16

Esc 1:25

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:
RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

CONTIENE:
PLANOS ESTRUCTURALES DE VIGAS

DIRECTOR:
ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

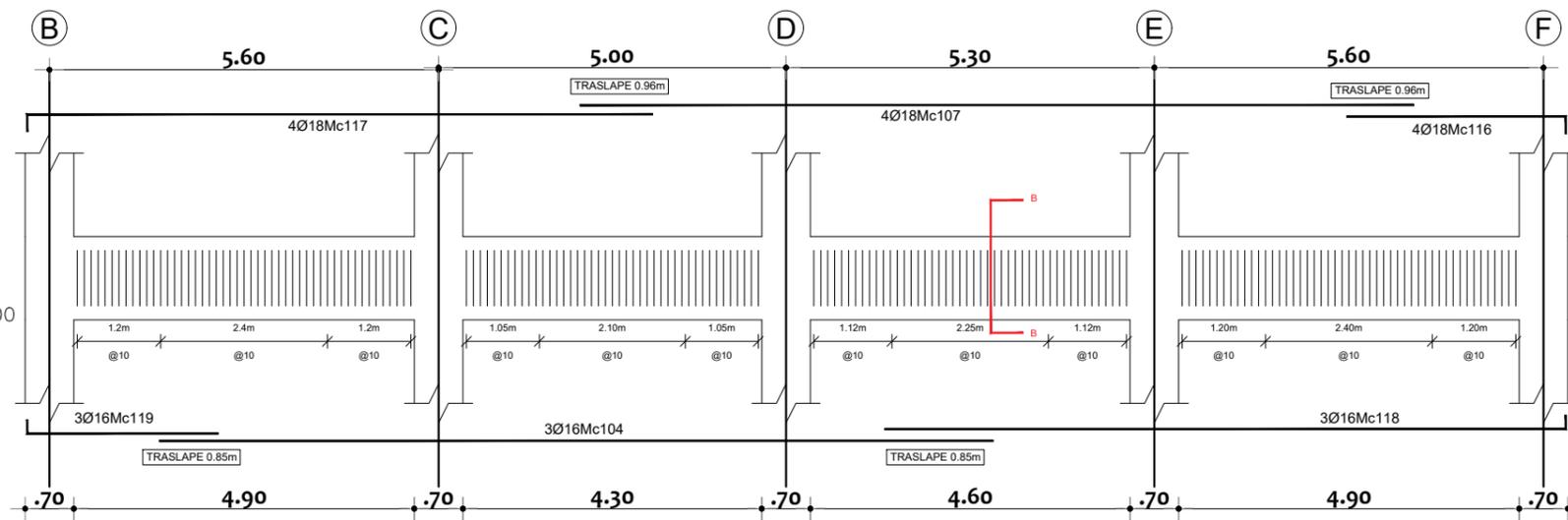
CODIRECTOR:
HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

ESCALA:
EN DIBUJO

LÁMINA:
1 / 9

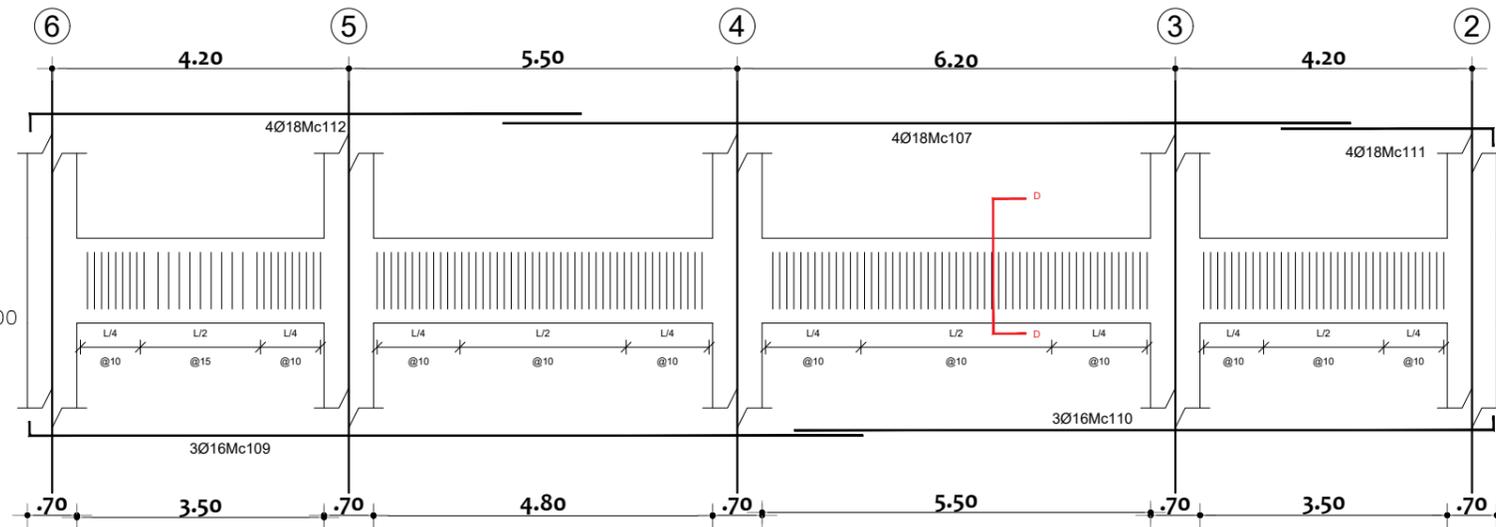
VIGA EJE 2
N+2.70m

Esc 1:100

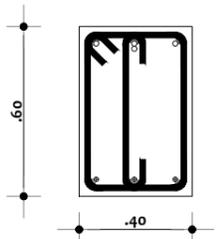


VIGA EJE A
N-2.70m

Esc 1:100



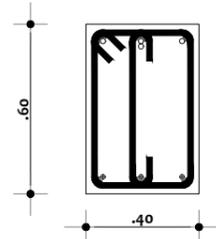
SECCIÓN B-B



ACERO SUPERIOR 4Ø18
187EØ12Mc102
187Ø12Mc101
ACERO INFERIOR 4Ø16

Esc 1:25

SECCIÓN D-D



ACERO SUPERIOR 4Ø18
164Ø12Mc101
164EØ12Mc102
ACERO INFERIOR 4Ø16

Esc 1:25

PLANILLA DE ACEROS

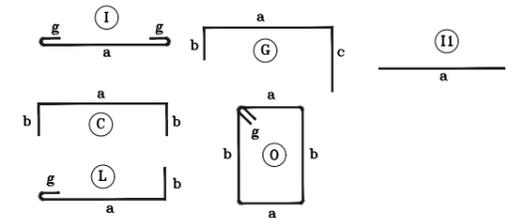
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	I	12	921	.54	0.00	0.00	.10	.74	681.54	605.21	Observacion
102	O	12	921	.34	.54	0.00	.10	1.96	1805.16	1602.98	Observacion
103	L	16	3	11.20	.20	0.00	.00	11.40	34.20	53.97	Observacion
104	II	16	15	12.00	0.00	0.00	.00	12.00	180.00	284.04	Observacion
105	L	16	6	2.50	.20	0.00	.00	2.70	16.20	25.56	Observacion
106	L	18	4	4.60	.25	0.00	.00	4.85	19.40	38.80	Observacion
107	II	18	24	12.00	0.00	0.00	.00	12.00	288.00	576.00	Observacion
108	L	18	4	10.15	.25	0.00	.00	10.40	41.60	83.20	Observacion
109	L	16	3	11.80	.20	0.00	.00	12.00	36.00	56.81	Observacion
110	L	16	3	9.90	.20	0.00	.00	10.10	30.30	47.81	Observacion
111	L	18	4	3.00	.25	0.00	.00	3.25	13.00	26.00	Observacion
112	L	18	4	7.80	.25	0.00	.00	8.05	32.20	64.40	Observacion
113	L	16	3	9.70	.20	0.00	.00	9.90	29.70	46.87	Observacion
114	L	18	4	3.35	.25	0.00	.00	3.60	14.40	28.80	Observacion
115	L	18	4	8.45	.25	0.00	.00	8.70	34.80	69.60	Observacion
116	L	18	4	3.15	.25	0.00	.00	3.40	13.60	27.20	Observacion
117	L	18	4	9.00	.25	0.00	.00	9.25	37.00	74.00	Observacion
118	L	16	3	9.80	.20	0.00	.00	10.00	30.00	47.34	Observacion
119	L	16	3	2.75	.20	0.00	.00	2.95	8.85	13.97	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	2486.70	0	365.25	494.00	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	2208.19	0.00	576.36	988.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 3772.55
 HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
 COLUMNAS (m³) = 0.00
 VIGAS (m³) = 0.00
 LOSA 1 (m³) = 0.00
 LOSA 2 (m³) = 0.00
 No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0
 No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 240 Kg/cm²
 HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:
 RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
 YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

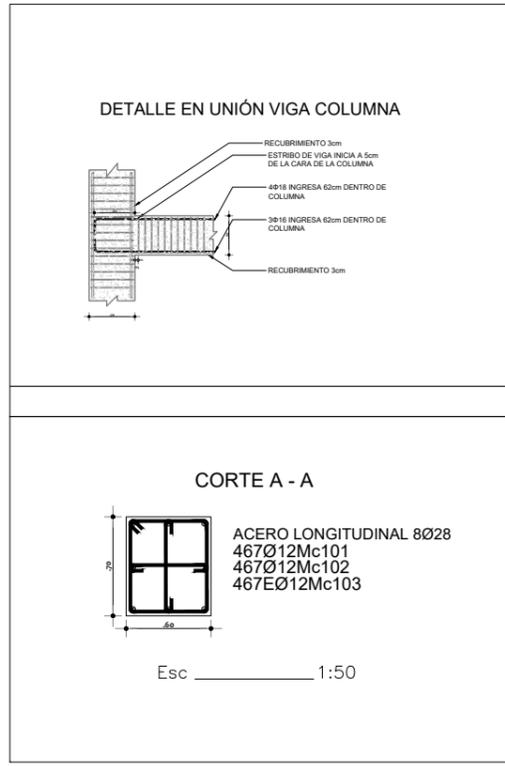
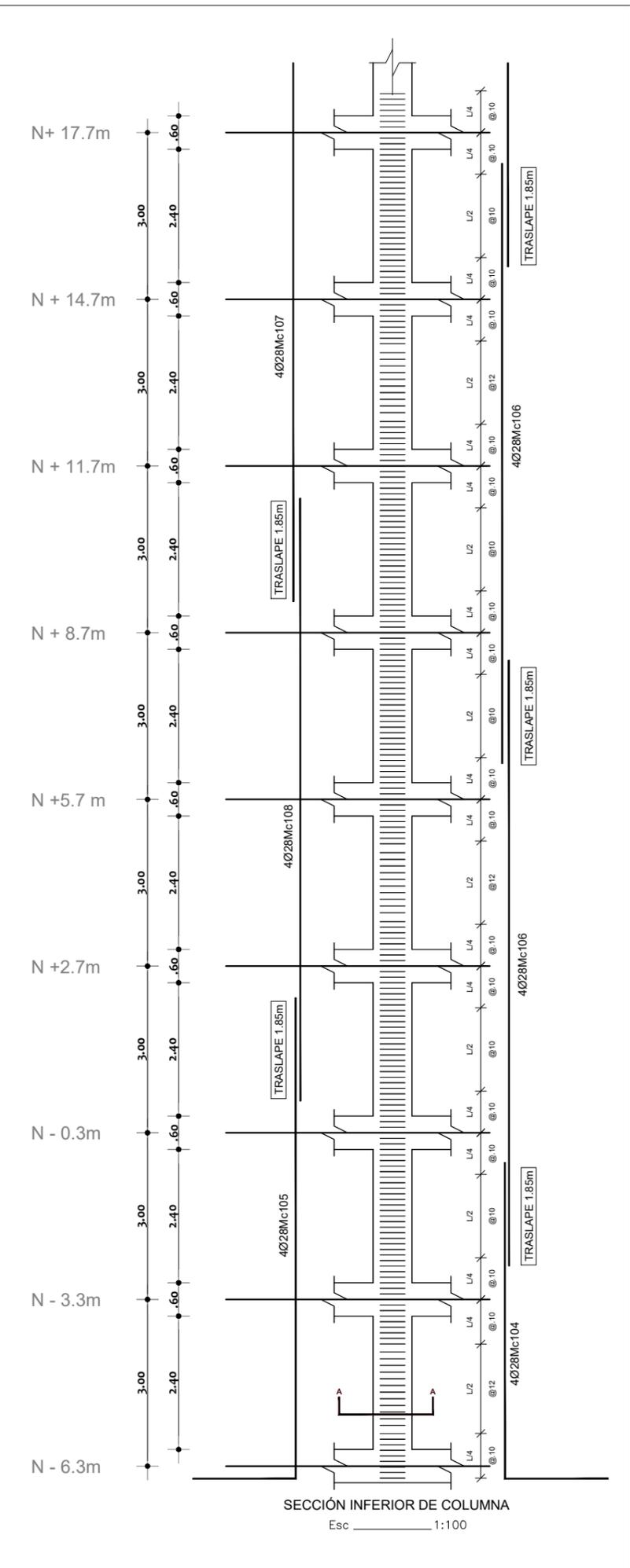
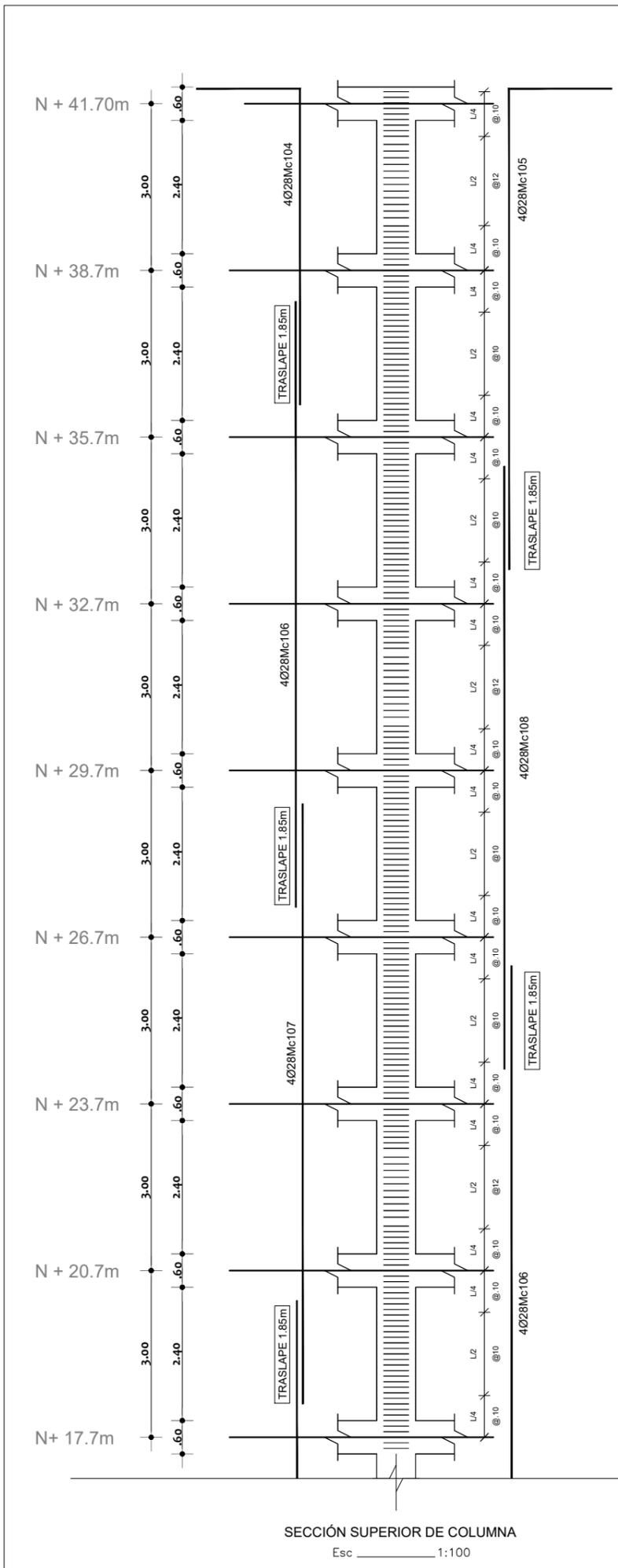
CONTIENE:
 PLANOS ESTRUCTURALES DE VIGAS

DIRECTOR:
 ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

CODIRECTOR:
 HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

ESCALA:
 EN DIBUJO

LÁMINA:
 2 / 9



PLANILLA DE ACEROS

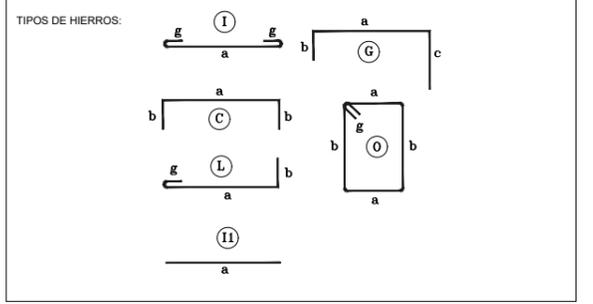
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
Marca 100											
101	I	12	467	.64	0.00	0.00	.09	.82	382.94	340.05	Observacion
102	I	12	467	.54	0.00	0.00	.09	.72	336.24	298.58	Observacion
103	O	12	467	.54	.64	0.00	.09	2.54	1186.18	1053.33	Observacion
104	L	28	8	5.69	1.86	0.00	.00	7.55	60.40	291.97	Observacion
105	L	28	8	8.66	1.85	0.00	.00	10.51	84.08	406.44	Observacion
106	I1	28	16	10.90	0.00	0.00	.00	10.90	174.40	843.05	Observacion
107	I1	28	8	10.80	0.00	0.00	.00	10.80	86.40	417.66	Observacion
108	I1	28	8	10.85	0.00	0.00	.00	10.85	86.80	419.59	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	1995.36	0	0	0	0	0	0	492.08	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	1691.96	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2378.71	0.00

Wtot (Kg) = 4070.67
 HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
 COLUMNAS (m³) = 0.00
 VIGAS (m³) = 0.00

LOSA 1 (m³) = 0.00
 LOSA 2 (m³) = 0.00
 No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0
 No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 240 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:
RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

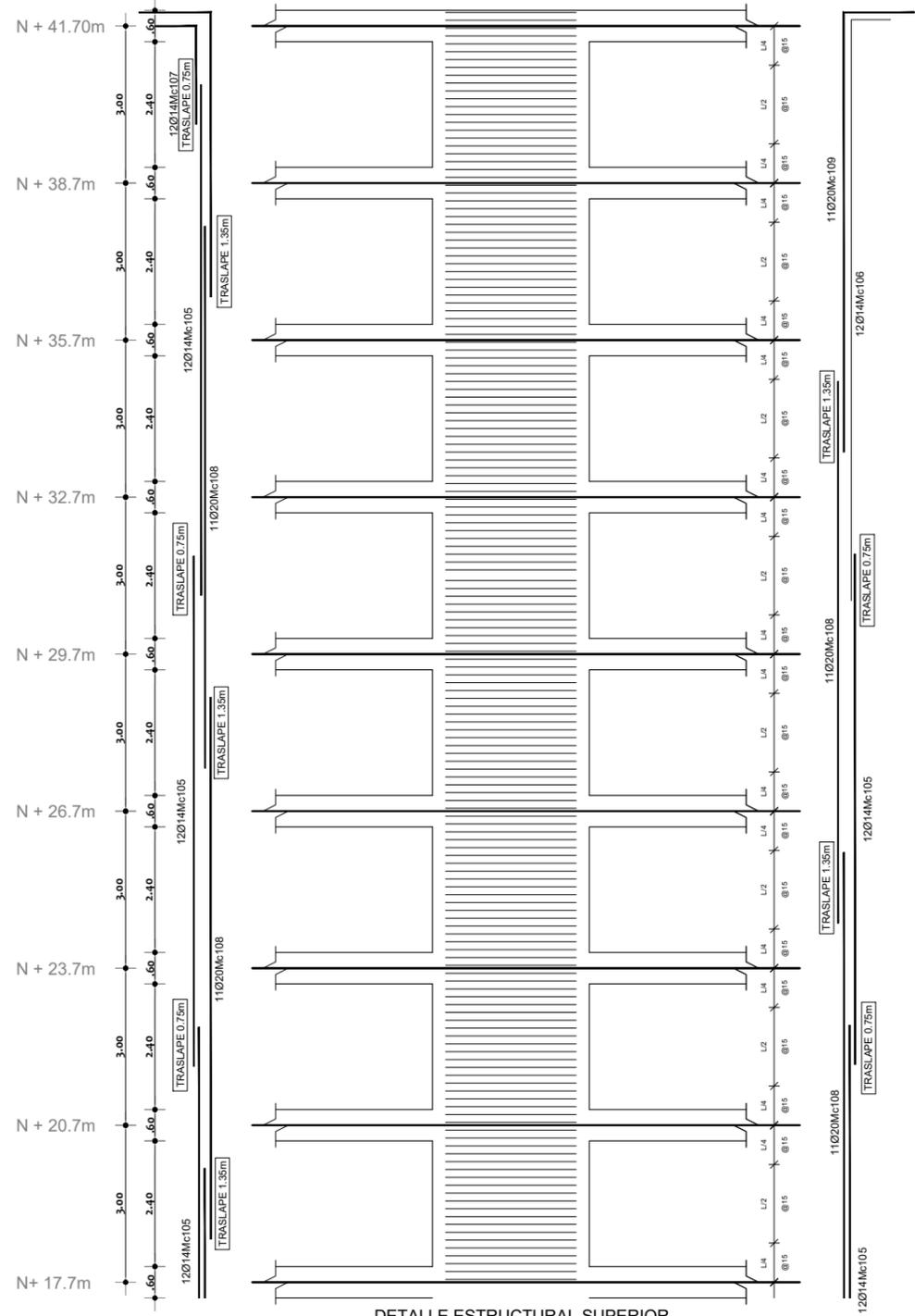
CONTIENE:
DETALLE ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DIRECTOR:
ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

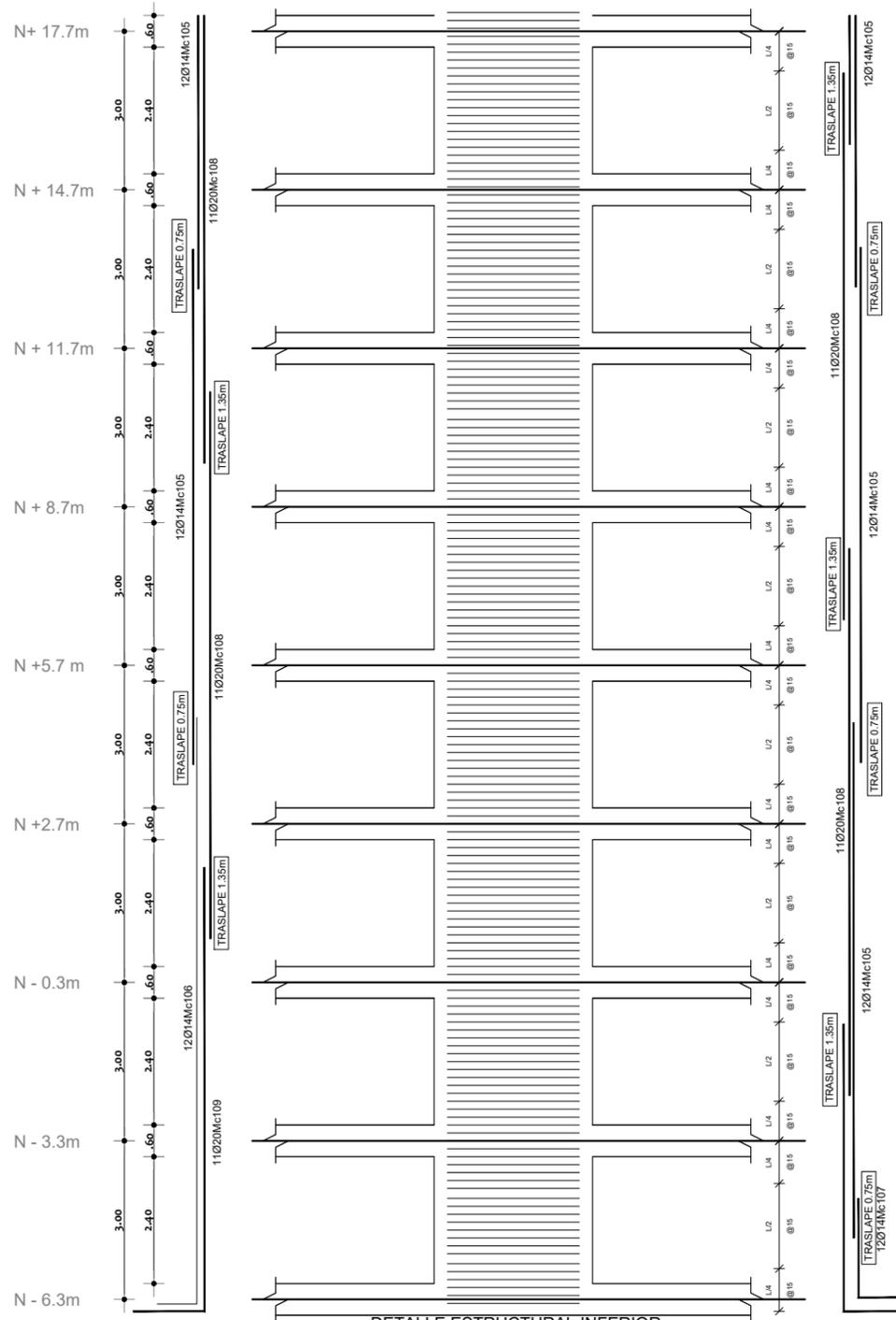
CODIRECTOR:
HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

ESCALA:
EN DIBUJO

LÁMINA:
3 / 9



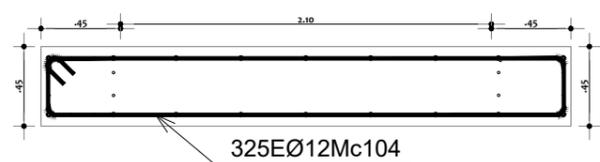
DETALLE ESTRUCTURAL SUPERIOR
MURO 3m x 3m
Esc 1:125



DETALLE ESTRUCTURAL INFERIOR
MURO 3m x 3m
Esc 1:125

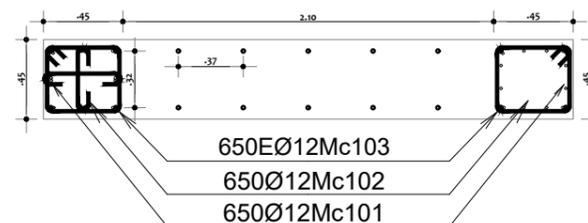
DETALLE DE REFUERZO TRANSVERSAL ALMA

Esc 1:40



DETALLE DE REFUERZO TRANSVERSAL CABEZALES

Esc 1:40



PLANILLA DE ACEROS

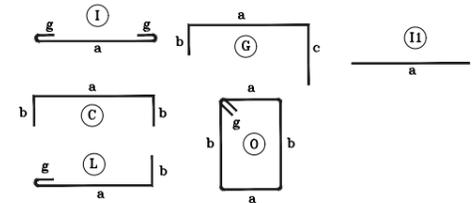
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	I	12	650	.43	0.00	0.00	.10	.63	409.50	363.64	Observacion
102	I	12	650	.35	0.00	0.00	.10	.55	357.50	317.46	Observacion
103	O	12	650	.41	.36	0.00	.10	1.74	1131.00	1004.33	Observacion
104	O	12	325	2.92	.32	0.00	.15	6.78	2203.50	1956.71	Observacion
105	II	14	96	9.00	0.00	0.00	.00	9.00	864.00	1043.71	Observacion
106	L	14	24	11.10	.75	0.00	.00	11.85	284.40	343.56	Observacion
107	L	14	24	1.88	.78	0.00	.00	2.66	63.84	77.12	Observacion
108	II	20	88	10.35	0.00	0.00	.00	10.35	910.80	2246.03	Observacion
109	L	20	22	8.40	1.35	0.00	.00	9.75	214.50	528.96	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	4101.50	1212.24	0	0	1125.30	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	3642.13	1464.39	0.00	0.00	2774.99	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 7881.51
 HORMIGON Fc = 210 Kg/cm2
 COLUMNAS (m3) = 0.00
 VIGAS (m3) = 0.00
 LOSA 1 (m3) = 0.00
 LOSA 2 (m3) = 0.00
 No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0
 No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON Fc = 240 Kg/cm2
 HIERRO fy = 4200 Kg/cm2 EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:
 RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
 YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

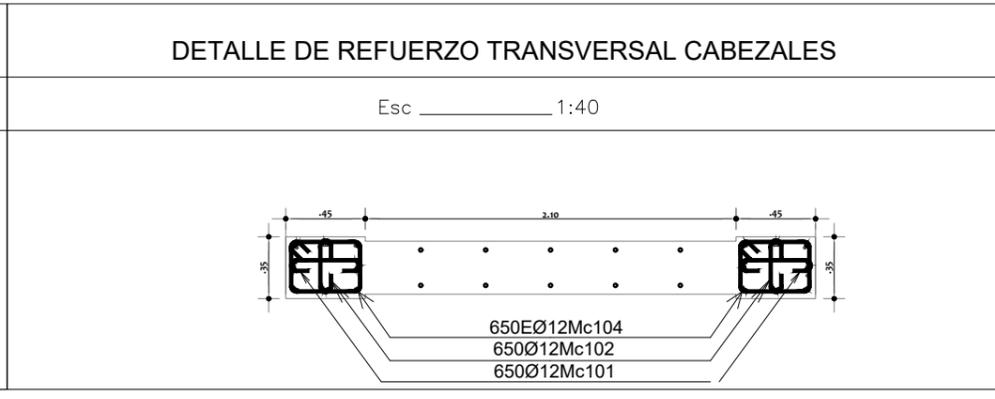
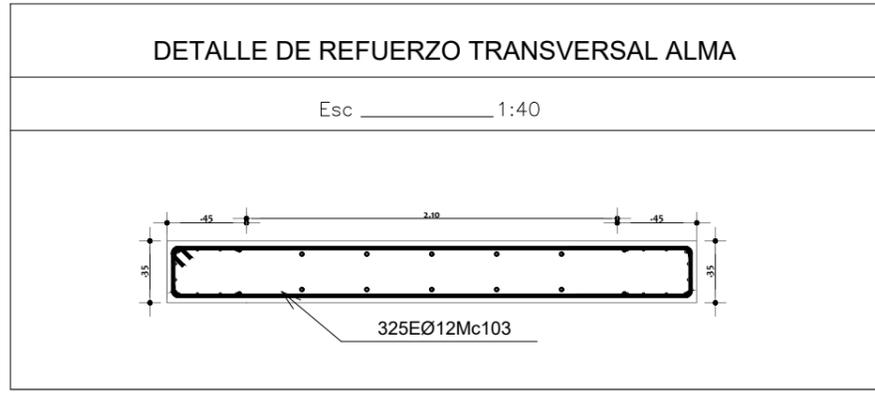
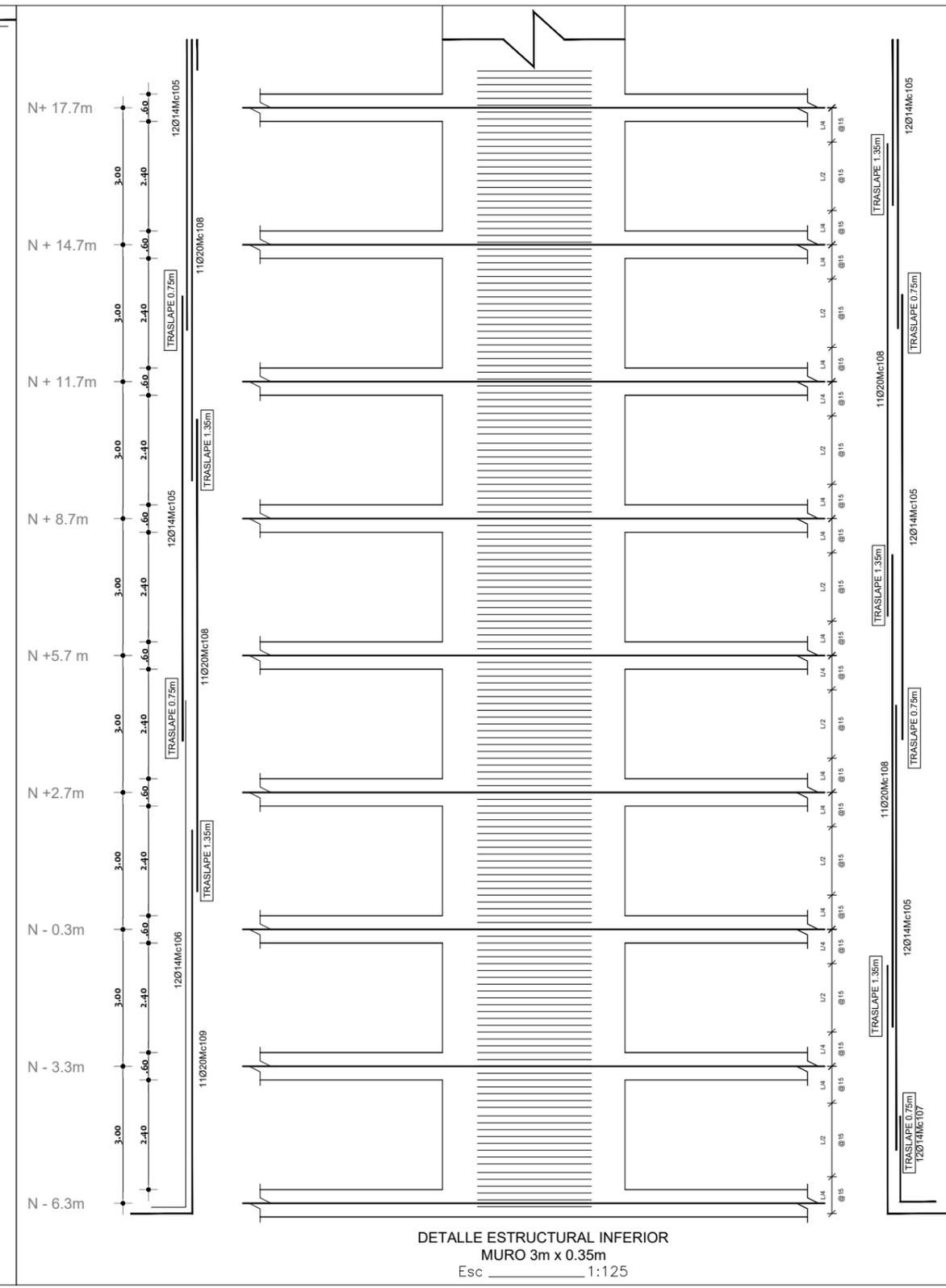
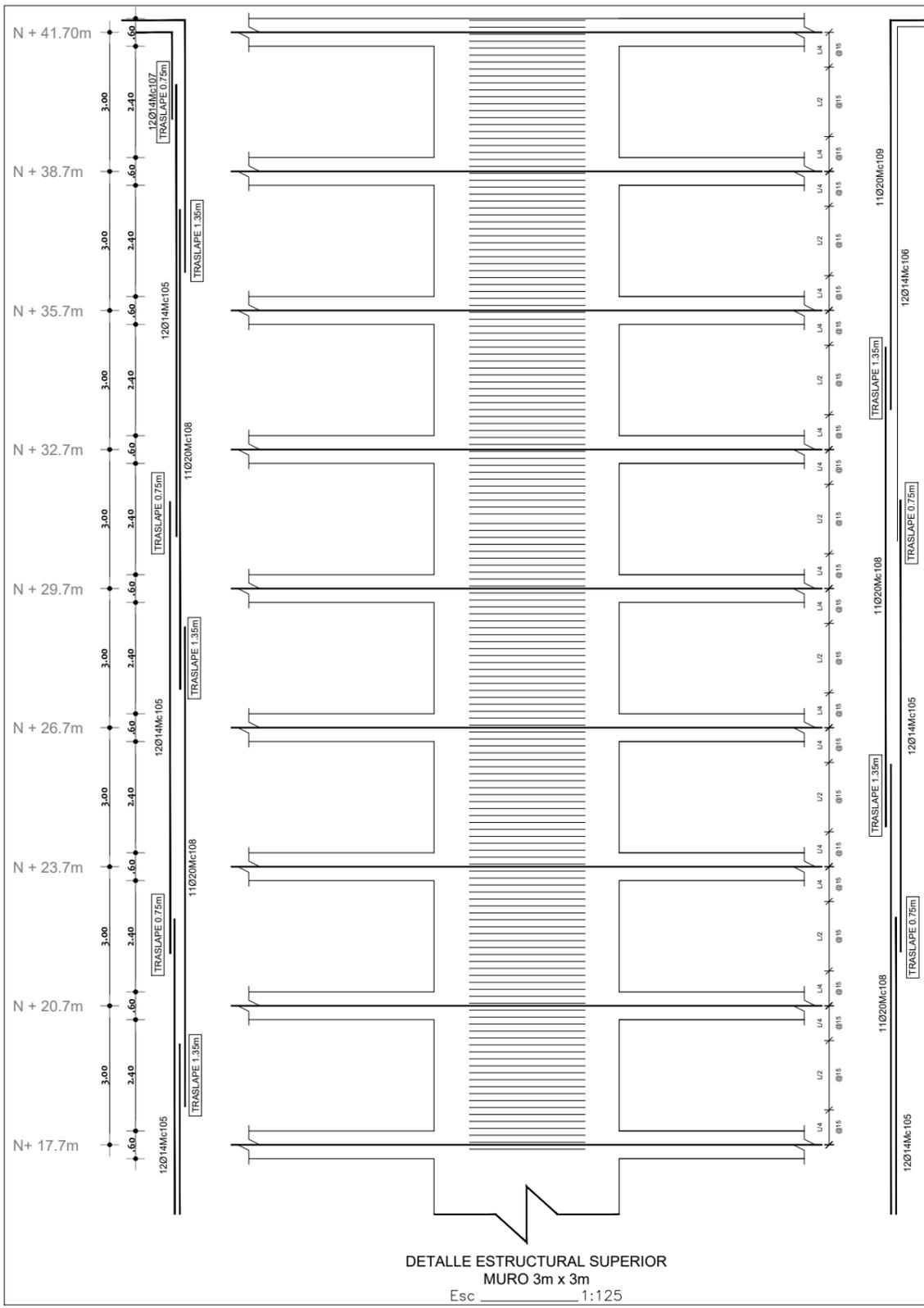
DETALLE ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DIRECTOR:
 ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

CODIRECTOR:
 HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

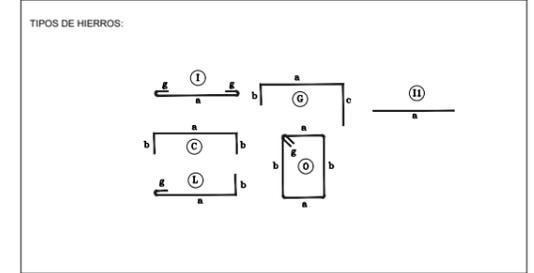
ESCALA:
 EN DIBUJO

LÁMINA:
 4 / 9



PLANILLA DE ACEROS

Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.	
				a	b	c	g					
MARCAS 100												
101	I	12	650	.39	0.00	0.00	.10	.59	383.50	340.55	Observacion	
102	I	12	650	.29	0.00	0.00	.10	.49	318.50	282.83	Observacion	
103	O	12	325	2.93	.27	0.00	.10	6.60	2145.00	1904.76	Observacion	
104	O	12	650	.39	.28	0.00	.10	1.54	1001.00	888.89	Observacion	
105	II	14	96	9.00	0.00	0.00	.00	9.00	864.00	1043.71	Observacion	
106	L	14	24	11.10	.75	0.00	.00	11.85	284.40	343.56	Observacion	
107	L	14	24	1.88	.78	0.00	.00	2.66	63.84	77.12	Observacion	
108	II	20	88	10.35	0.00	0.00	.00	10.35	910.80	2246.03	Observacion	
109	L	20	22	8.40	1.35	0.00	.00	9.75	214.50	528.96	Observacion	
RESUMEN DE MATERIALES												
Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310	
L (m)	0	0	3848.00	1212.24	0	0	1125.30	0	0	0	0	
PESO (Kg)	0.00	0.00	3417.02	1464.39	0.00	0.00	2774.99	0.00	0.00	0.00	0.00	
Wtot (Kg) =	7656.40				LOSA 1 (m3) = 0.00							
HORMIGON f _c =	210 Kg/cm ²				LOSA 2 (m3) = 0.00							
COLUMNAS (m3) =	0.00				No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0							
VIGAS (m3) =	0.00				No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0							



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 240 Kg/cm²

HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA

TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:
 RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
 YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

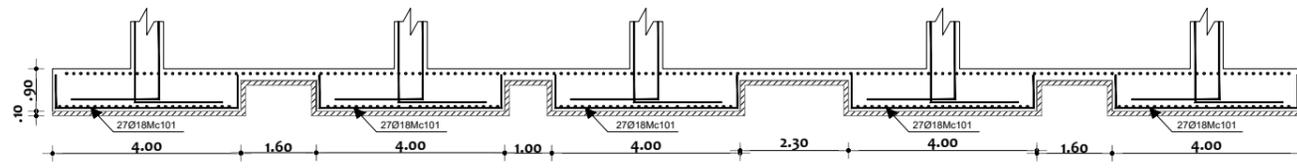
CONTIENE:
 DETALLE ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DIRECTOR:
 ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

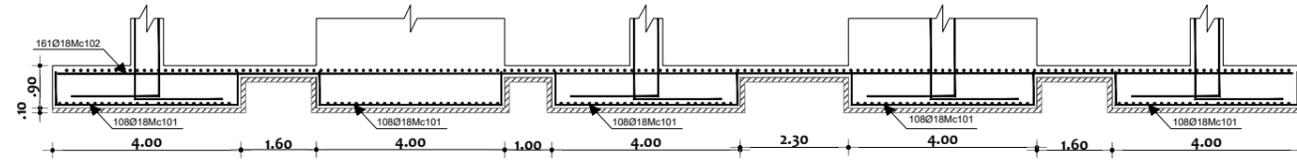
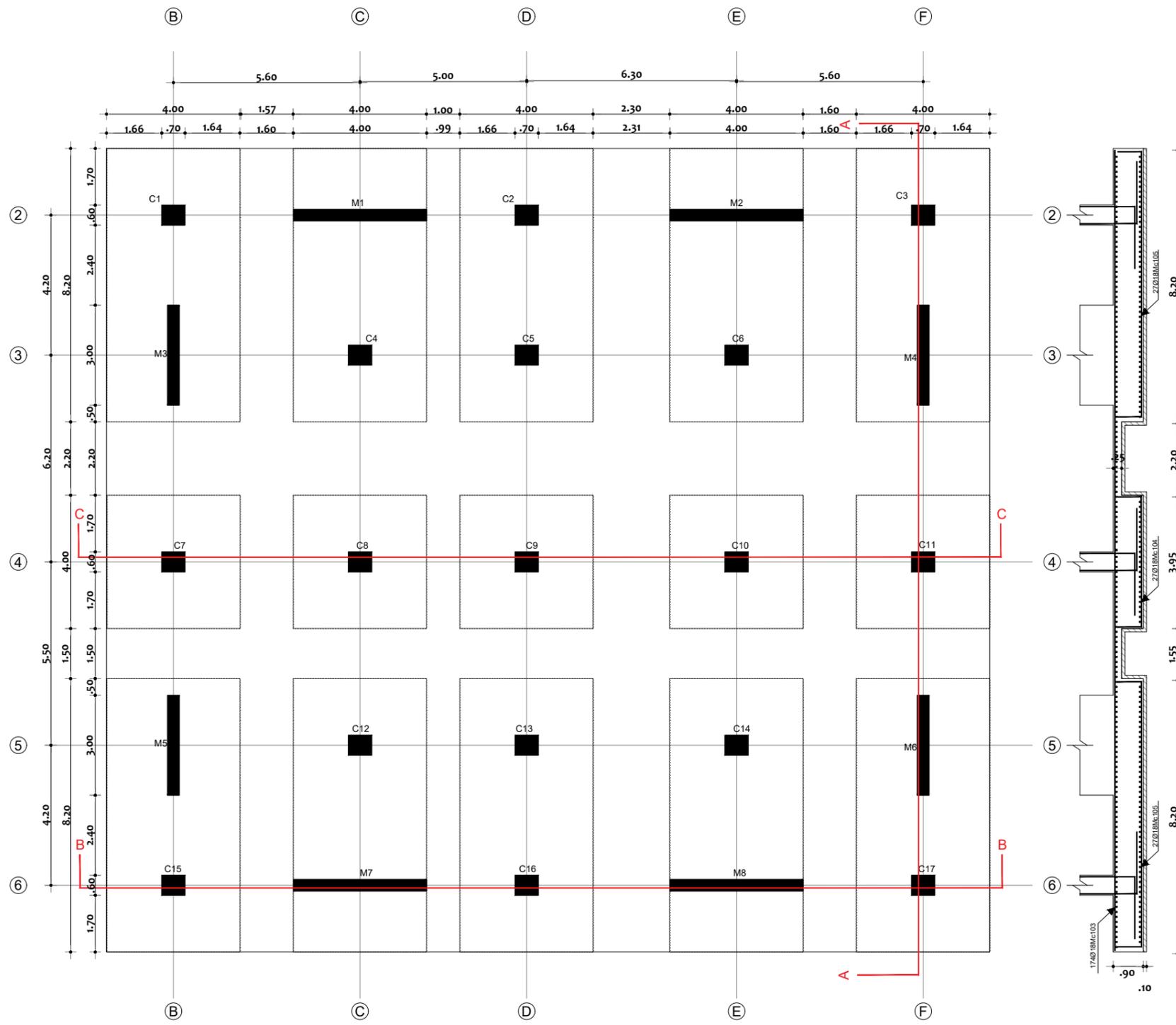
CODIRECTOR:
 HERNANDEZ LUIS TINERRE PHD.

ESCALA:
 EN DIBUJO

LÁMINA:
 5 / 9



CORTE C - C
Esc. 1:100



CORTE B - B
Esc. 1:100

CORTE A - A
Esc. 1:100

PLANILLA DE ACEROS

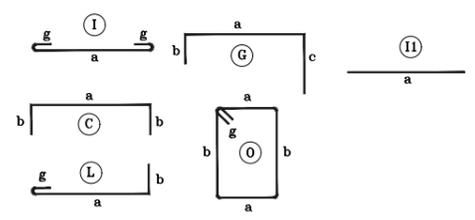
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES			LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL m	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c				
MARCAS 100										
101	C	18	675	3.86	.70	0.00	5.26	3550.50	7101.00	Observacion
102	I1	18	161	26.50	0.00	0.00	27.10	4363.10	8726.20	Observacion
103	I1	18	174	24.00	0.00	0.00	24.60	4280.40	8560.80	Observacion
104	C	18	27	3.90	.71	0.00	5.32	143.64	287.28	Observacion
105	C	18	54	7.95	.71	0.00	9.37	505.98	1011.96	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	0	0	0	12843.62	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25687.24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 25687.24
 HORMIGON f_c = 210 Kg/cm²
 COLUMNAS (m³) = 0.00
 VIGAS (m³) = 0.00
 LOSA 1 (m³) = 0.00
 LOSA 2 (m³) = 0.00
 No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0
 No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON f_c = 240 Kg/cm²
 HIERRO f_y = 4200 Kg/cm² EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

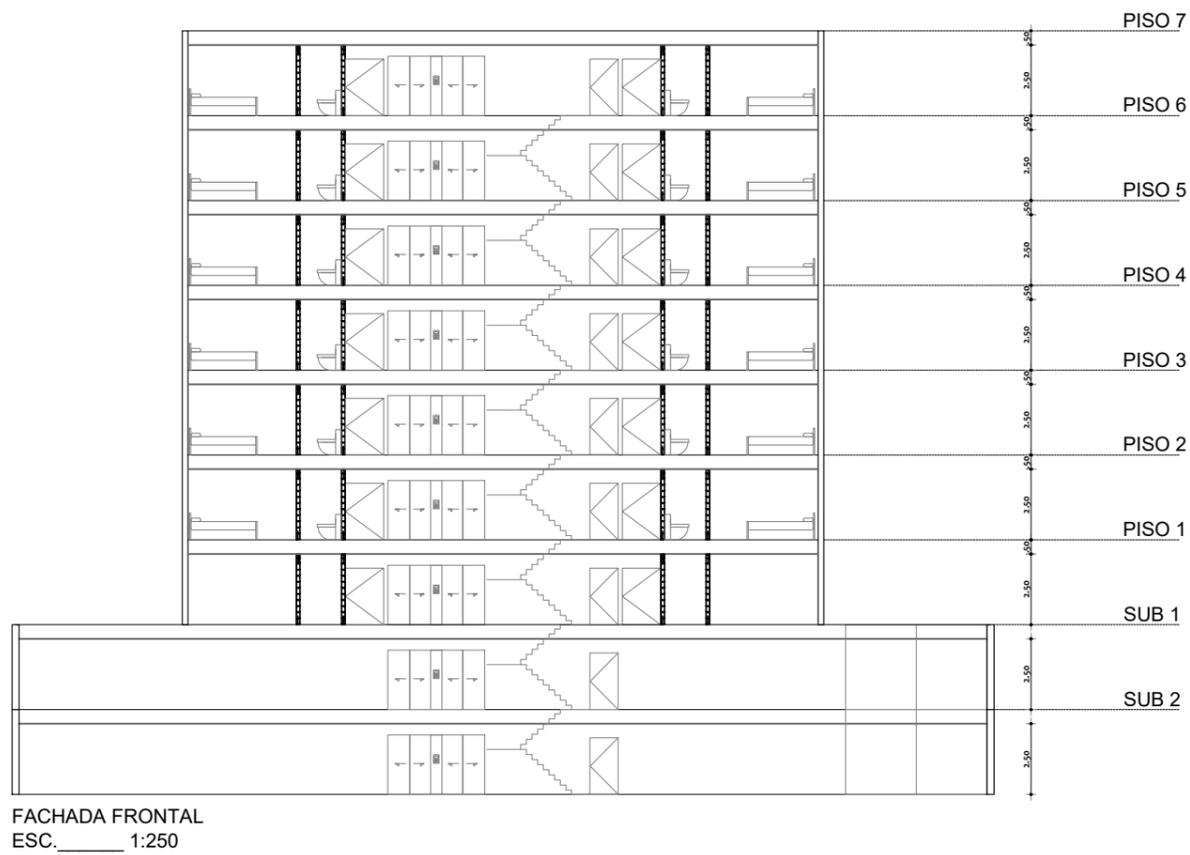
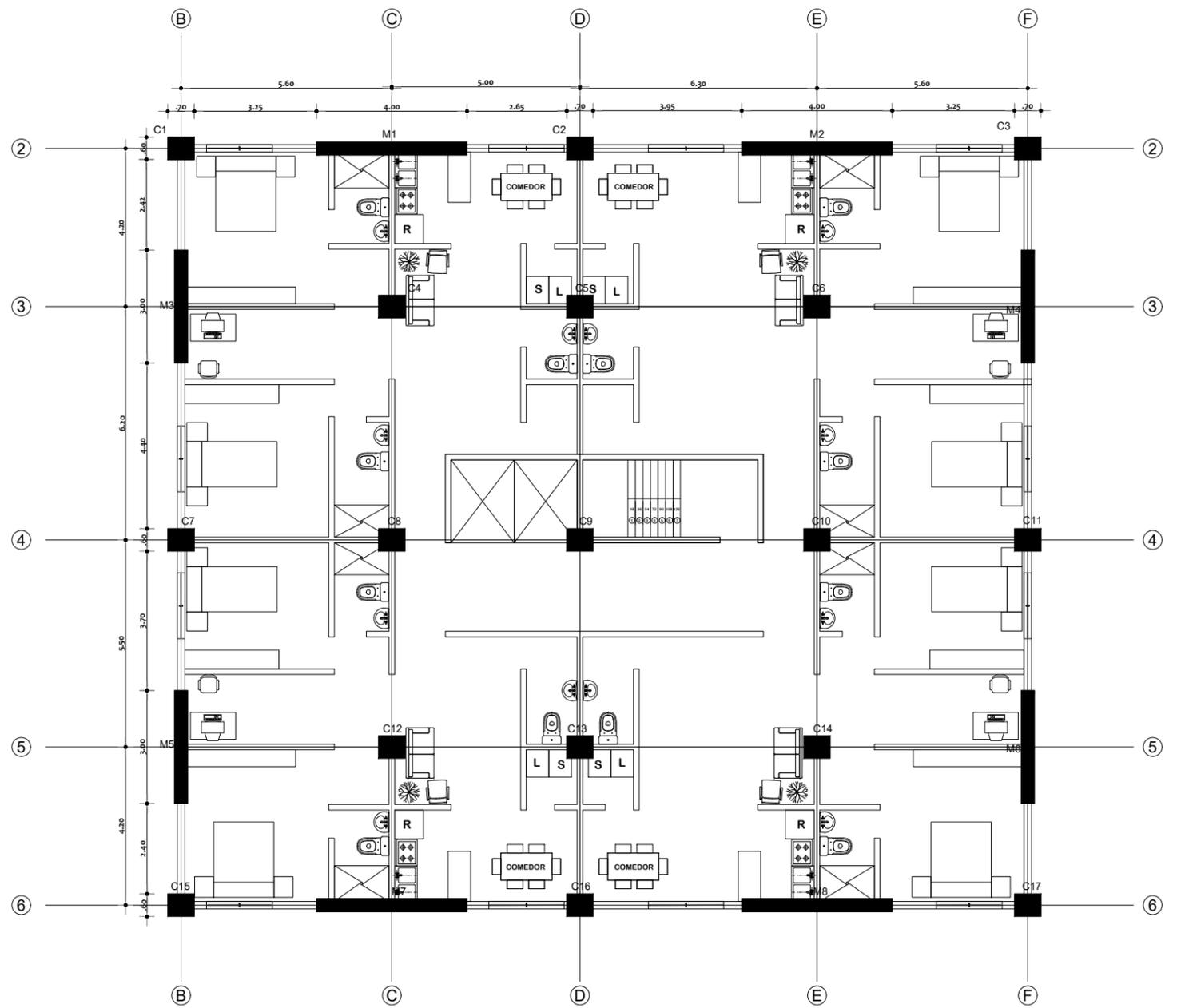
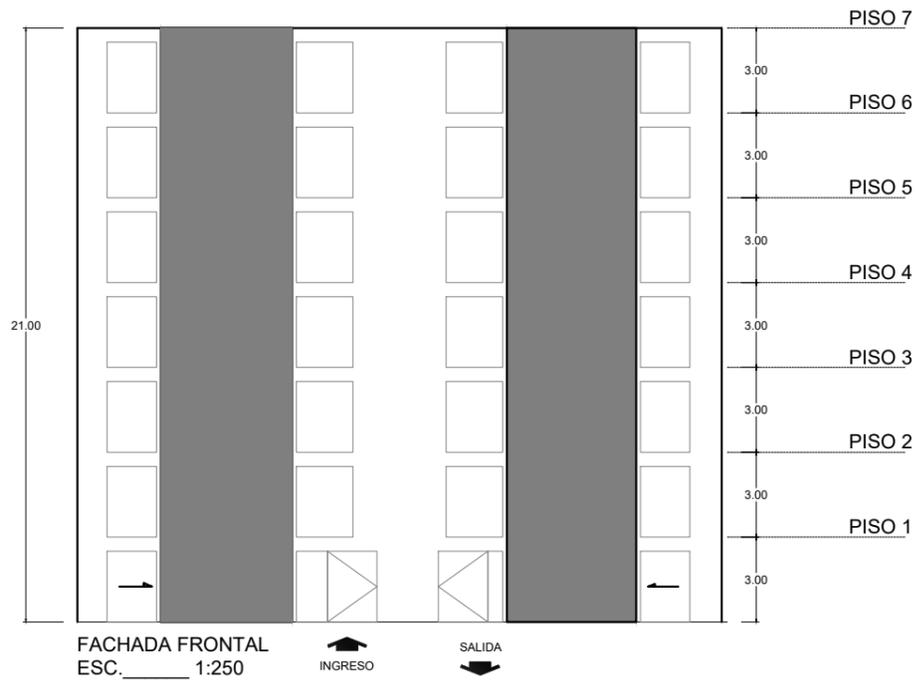
ESTUDIANTES:
 RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
 YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

CONTIENE:
 DETALLE ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DIRECTOR:
 ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

CODIRECTOR:
 HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

ESCALA: 1:150 LÁMINA: 6 / 9



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:
RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

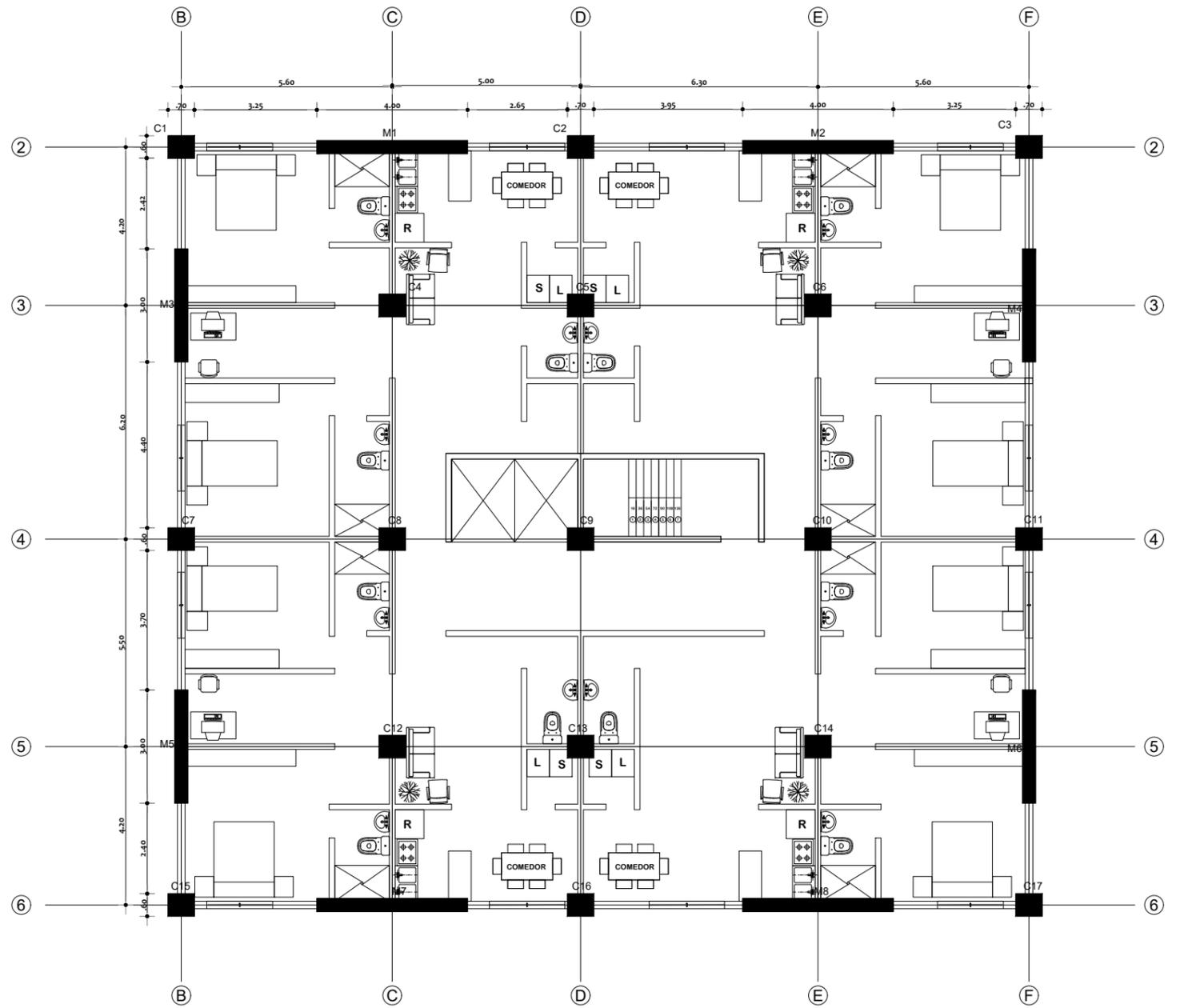
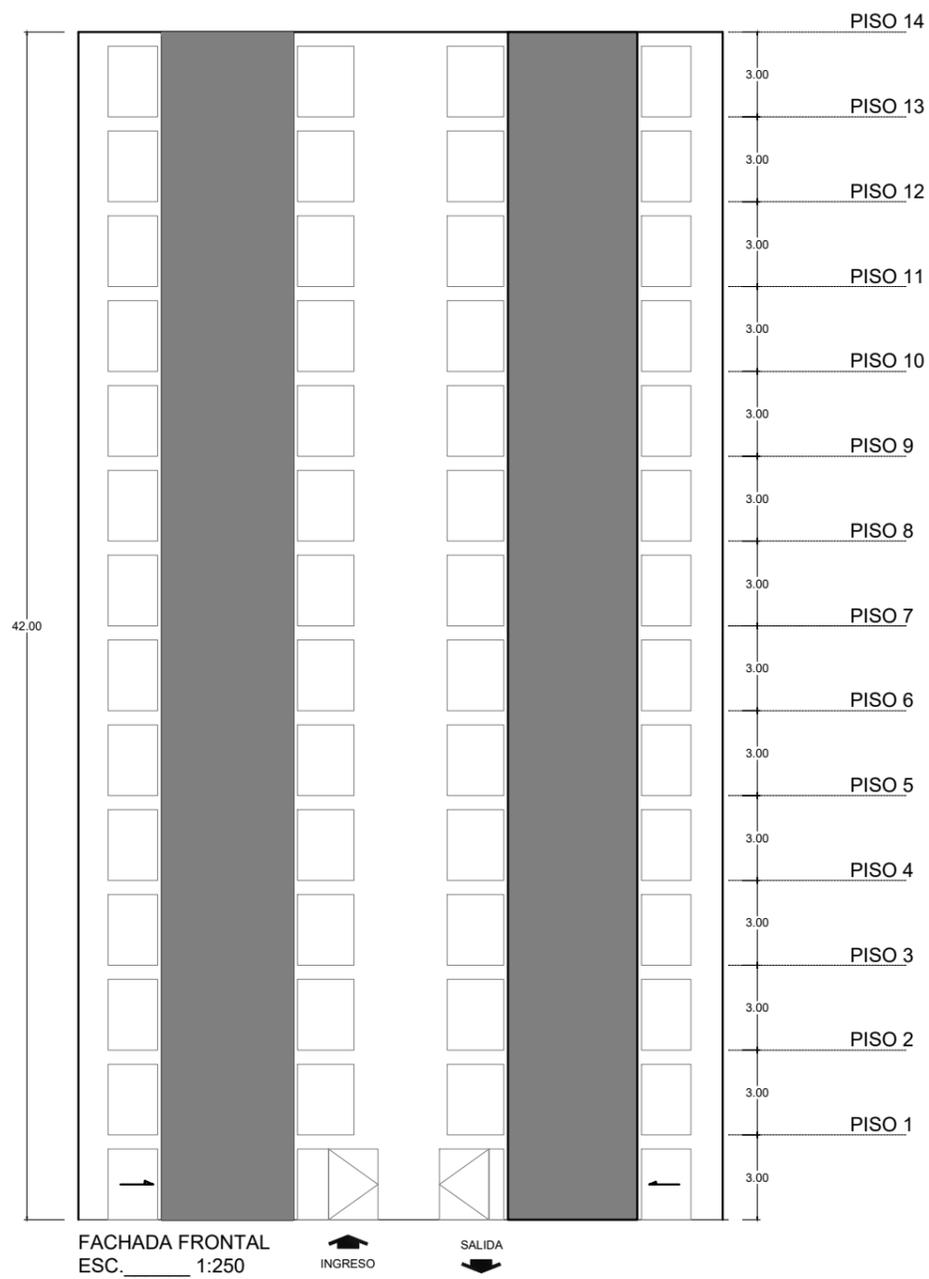
CONTIENE:
DETALLE ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DIRECTOR:
ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

CODIRECTOR:
HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

ESCALA:
1:150

LÁMINA:
7 / 9



PLANTA ARQUITECTÓNICA
ESC. 1:150

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:

RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

CONTIENE:

DETALLE ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DIRECTOR:

ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

CODIRECTOR:

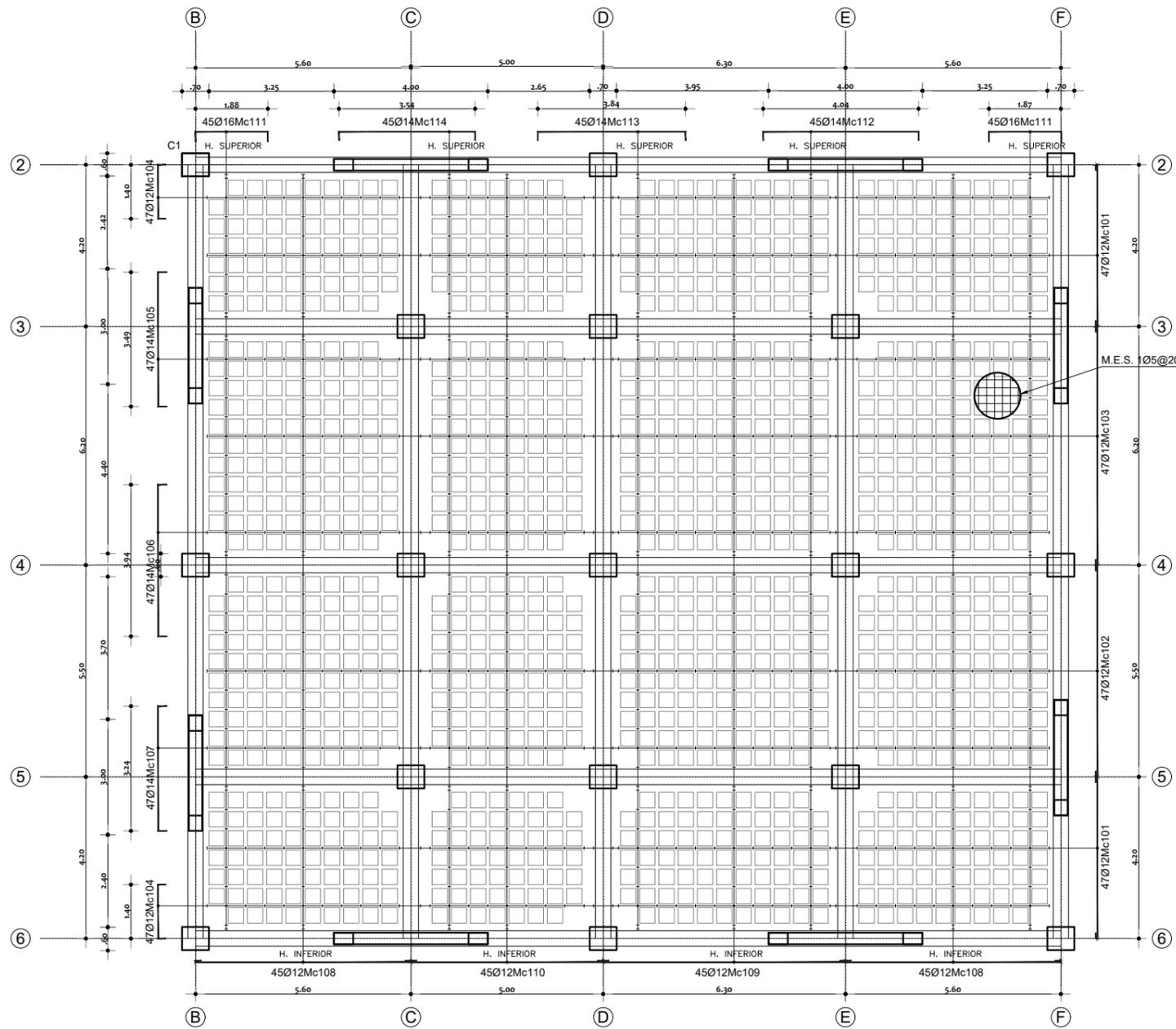
HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

ESCALA:

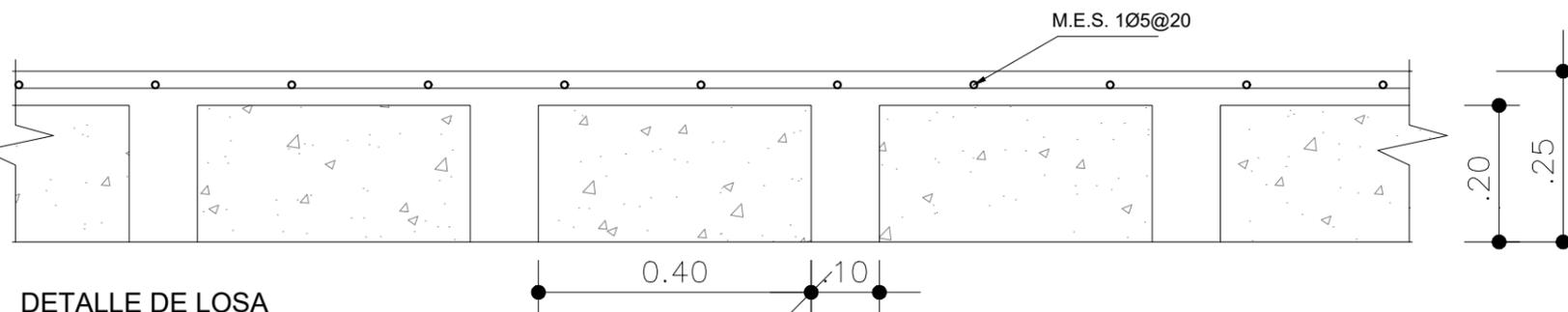
1:150

LÁMINA:

8 / 9



PLANTA ARQUITECTÓNICA
ESC. 1:150



DETALLE DE LOSA
ESC. 1:100

PLANILLA DE ACEROS

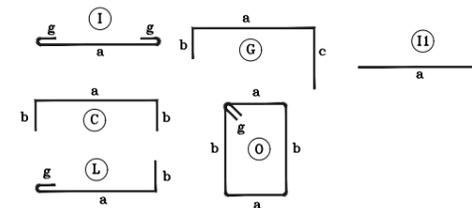
Mc	TIPO	Ø mm	No.	DIMENSIONES				LONG. Desar. (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg)	Observ.
				a	b	c	g				
MARCAS 100											
101	I	12	94	4.20	0.00	0.00	.15	4.50	423.00	375.62	Observacion
102	I	12	47	5.50	0.00	0.00	.15	5.80	272.60	242.07	Observacion
103	I	12	47	6.20	0.00	0.00	.15	6.50	305.50	271.28	Observacion
104	C	12	94	1.40	20	0.00	0.00	1.80	169.20	150.25	Observacion
105	C	14	47	3.49	23	0.00	0.00	3.95	185.65	224.27	Observacion
106	C	14	47	3.94	23	0.00	0.00	4.40	206.80	249.81	Observacion
107	C	14	47	3.24	23	0.00	0.00	3.70	173.90	210.07	Observacion
108	I	12	90	5.60	0.00	0.00	.15	5.90	531.00	471.53	Observacion
109	I	12	45	6.30	0.00	0.00	.15	6.60	297.00	263.74	Observacion
110	I	12	45	5.00	0.00	0.00	.15	5.30	238.50	211.79	Observacion
111	C	16	90	1.88	26	0.00	0.00	2.40	216.00	340.85	Observacion
112	C	14	45	4.04	23	0.00	0.00	4.50	202.50	244.62	Observacion
113	C	14	45	3.84	23	0.00	0.00	4.30	193.50	233.75	Observacion
114	C	14	45	3.54	23	0.00	0.00	4.00	180.00	217.44	Observacion

RESUMEN DE MATERIALES

Ø (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32
W (Kg/m)	0.395	0.617	0.888	1.208	1.578	2.000	2.466	2.984	3.853	4.834	6.310
L (m)	0	0	2236.80	1142.35	216.00	0	0	0	0	0	0
PESO (Kg)	0.00	0.00	1986.28	1379.96	340.85	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Wtot (Kg) = 3707.09
 HORMIGON $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
 COLUMNAS (m³) = 0.00
 VIGAS (m³) = 0.00
 LOSA 1 (m³) = 0.00
 LOSA 2 (m³) = 0.00
 No. BLOQUES LOSA 1 (40x20x15) = 0
 No. BLOQUES LOSA 2 (20x20x15) = 0

TIPOS DE HIERROS:



ESPECIFICACIONES TECNICAS:

HORMIGON $f_c = 240 \text{ Kg/cm}^2$
 HIERRO $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$ EN FORMA DE VARILLA MILIMETRADA CORRUGADA
 TRASLAPES MINIMOS SI NO SE INDICAN EN LOS PLANOS = 40 DIAMETROS DE LA VARILLA

ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

ESTUDIANTES:
 RODRIGUEZ QUINTO KEVIN ANDRÉS
 YÉPEZ ESPINOSA DE LOS MONTEROS FRANCISCO ROBERTO

CONTIENE:
 DETALLE ESTRUCTURAL DE COLUMNAS

DIRECTOR:
 ING. MARÍA BELÉN CORREA MSc.

CODIRECTOR:
 HERNANDEZ LUIS TINERFE PHD.

ESCALA:
 1:150

LÁMINA:
 9 / 9