

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE ALBAÑILERÍA
CONFINADA DE 5 PISOS, APLICANDO EL MÉTODO DE
RESISTENCIA Y DESEMPEÑO SÍSMICO, EN EL DISTRITO DE
MOCHE, TRUJILLO, LA LIBERTAD”**

Área de Investigación:

ESTRUCTURAS Y MATERIALES

Autor(es):

Br. Mamani Ccari, Mishael Blander

Br. Revilla Moza, José Antonio

Jurado Evaluador:

Presidente: Narváez Aranda, Ricardo

Secretario: Gálvez Paredes, José Alcides

Vocal: Perrigo Sarmiento, Félix

Asesor:

Ing. Ramírez Mercado, Roger Estuardo

Código Orcid: <https://orcid.org/0000-0002-5426-0428>

TRUJILLO – PERÚ

2022

Fecha de sustentación: 2022/04/28

DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE ALBAÑILERÍA CONFINADA DE 5 PISOS, APLICANDO EL MÉTODO DE RESISTENCIA Y DESEMPEÑO SÍSMICO, EN EL DISTRITO DE MOCHE, TRUJILLO, LA LIBERTAD

POR:

Br. MAMANI CCARI, MISHAEL BLANDER

Br. REVILLA MOZA, JOSE ANTONIO

PRESENTADA A LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UNIVERSIDAD PRIVADA
ANTENOR ORREGO PARA OBTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

APROBADA POR EL JURADO INTEGRADO POR:

.....
Ing.
Presidente
Ricardo Narváez Aranda

.....
Ing.
Secretario
José Alcides Gálvez Paredes

.....
Ing.
Vocal
Félix Perrigo Sarmiento

.....
Ing.
Accesitario
Guillermo Cabanillas Quiroz

.....
Ing. Ramírez Mercado, Roger Estuardo
Asesor

DEDICATORIA – I

La tesis es dedicada en primer lugar a Dios por mantenernos firmes, con salud en todo momento para poder lograr nuestros objetivos que nos proponemos, a mis padres Felipe e Irene por su apoyo incondicional en el trayecto de estudios, a mis hermanos por estar allí con su apoyo moral, a mis demás familiares por estar siempre a mi lado.

Mamani Ccari, Mishael Blander

DEDICATORIA – II

Es mi deseo como sencillo gesto de agradecimiento en Primer lugar agradecer a Dios quien me abrió muchas puertas y oportunidades para cumplir uno de mis mayores objetivos como profesional, en segundo lugar, dedico mi Trabajo de Tesis a mi Esposa Cesia Areli Sánchez Marín por su amor permanente cariño y comprensión. A mis hijos José Efraín y Benjamín Luthe Enrique, a mis queridos padres Enrique y Dina, asimismo para mis queridos suegros Eleuterio y Elsa quienes fueron el impulso para cumplir esta meta.

Revilla Moza José Antonio

AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento especial al Ingeniero Ramírez Mercado, Roger Estuardo por su asesoramiento, dedicación y compartir sus nobles conocimientos.

A todos los docentes por impartir su intelecto y experiencias obtenidas en su trayecto laboral para hacernos mejores profesionales con un enfoque académico y humano.

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el análisis y diseño estructural de un edificio de 5 pisos más una azotea destinado al uso multifamiliar, ubicado en Distrito de Moche Trujillo la Libertad. Este proyecto se ha desarrollado empleando sistemas de construcción en el Perú: Muros de Albañilería Confinada y Elementos de Concreto Armado.

El edificio se proyecta sobre un terreno rectangular de aproximadamente 330 m², con un área techada de 318 m², distribuidos del primer al quinto piso en 4 departamentos de aproximadamente 74 m² por departamento. Los accesos se encuentran en las zonas laterales del edificio del primer piso, con un ingreso principal con un parque y un ingreso secundario este a su vez conducen a la escalera que une los cinco niveles.

En cuanto al diseño del edificio, se emplearon muros de corte tanto de albañilería confinada y de concreto armado. Se buscó una distribución que garantice una rigidez adecuada en ambas direcciones con la finalidad de controlar los desplazamientos laterales y evitar problemas de torsión, en conjunto con el uso de dinteles y vigas peraltadas en la zona correspondiente a la caja de la escalera.

Definido lo anterior, se procedió a pre-dimensionar los elementos estructurales principales (columnas, placas, cimienta corrido, zapatas, muros de albañilería y de concreto armado, vigas y losa aligerada), siguiendo los criterios y recomendaciones de los libros de diseño estructural empleados en dicha tesis.

A continuación, se procedió a realizar el metrado de cargas verticales para el análisis sísmico, cumpliendo con lo estipulado en las normas E.020 y E.030 de Cargas y de Diseño Sismo Resistente, respectivamente, con especial énfasis en las solicitudes de la norma E.070 de Albañilería para los muros respectivos.

Posterior al análisis y verificación del cumplimiento de los requisitos y comprobación sísmica global del edificio, se diseñaron los elementos estructurales según la norma E.060 de Concreto Armado y en el caso de los muros de albañilería confinada, de acuerdo a la norma E.070. Tales elementos diseñados fueron los siguientes: losas aligeradas, vigas, muros

de corte de concreto (placas), muros de albañilería, escalera, y cimentación, esta última tomando en consideración la Norma E.050 de Cimentaciones.

ABSTRACT

The objective of this thesis is the analysis and structural design of a 5-story building plus a roof terrace for multifamily use, located in the District of Moche Trujillo la Libertad. This project has been developed using construction systems in Peru: Confined Masonry Walls and Reinforced Concrete Elements.

The building is projected on a rectangular plot of approximately 330 m², with a covered area of 318 m², distributed from the first to the fifth floor in 4 apartments of approximately 74 m² per department. The entrances are in the lateral zones of the building of the first floor, with a main entrance with a park and a secondary entrance this in turn lead to the staircase that connects the five levels.

Regarding the design of the building, shear walls of both confined masonry and reinforced concrete were used. A distribution was sought that guarantees adequate rigidity in both directions in order to control lateral movements and avoid torsion problems, in conjunction with the use of lintels and banked beams in the area corresponding to the stairwell.

Once the foregoing was defined, the main structural elements (columns, plates, running foundation, footings, masonry and reinforced concrete walls, beams and lightened slab) were pre-sized, following the criteria and recommendations of the structural design books used. in said thesis.

Subsequently, the vertical load metering was carried out for the seismic analysis, complying with the provisions of the E.020 and E.030 standards for Loads and for Earthquake Resistant Design, respectively, with special emphasis on the requests of standard E .070 of Masonry for the respective walls.

After the analysis and verification of compliance with the requirements and global seismic verification of the building, the structural elements were designed according to the E.060 standard for Reinforced Concrete and in the case of confined masonry walls, according to the E.070 standard. Such designed elements were the following: lightened slabs, beams, concrete shear walls (plates), masonry walls, stairs, and foundations, the latter taking into consideration Standard E.050 for Foundations.

ÍNDICE DE CONTENIDO

	Pág.
ACREDITACIONES	ii
DEDICATORIA – I	iii
DEDICATORIA – II	iv
AGRADECIMIENTOS	v
RESUMEN	vi
ABSTRACT.....	viii
ÍNDICE DE TABLAS	xiii
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
I. INTRODUCCIÓN.....	17
1.1 Realidad problemática.....	17
1.2 Formulación del problema	17
1.3 Objetivos de la investigación	17
1.3.1Objetivo General.....	17
1.3.2Objetivo Específico	18
1.4 Justificación del estudio	18
CAPÍTULO II.....	19
II. MARCO DE REFERENCIA.....	20
2.1 Antecedentes.	20
2.2 Marco Teórico	20
2.2.1Metodología.	20
2.2.2Etapas para el diseño.	21
2.2.2.1 Control de la mínima densidad de muros.	21
2.2.2.2 Diseño por carga vertical.	21
2.3 Marco conceptual.....	21
2.3.1Diseño estructural.....	21
2.3.2Resistencia	22
2.3.3Desempeño sísmico de la albañilería confinada.....	22
2.4 Hipótesis	22
2.5 Variables e indicadores	22
2.5.1Variables	22
2.5.2Operacionalización de Variables	23

CAPÍTULO III.....	24
III. METODOLOGÍA.....	25
3.1 Tipo y nivel de Investigación	25
3.2 Población y Muestra del Estudio.....	25
3.3 Métodos	25
3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos	25
3.5 Procesamiento y análisis de datos	25
CAPÍTULO VI	26
IV. RESULTADOS	27
4.1 Descripción del Proyecto.....	27
4.1.1 Normas Utilizadas.....	28
4.1.2 Cargas de Diseño	29
4.1.3 Propiedades de los Materiales	29
4.2 Pre dimensionamiento.....	30
4.2.1 Losa Aligerada.....	30
4.2.2 Losa Maciza.....	31
4.2.3 Vigas de Acople	32
4.2.4 Escaleras.....	32
4.2.5 Muros	33
4.2.6 Consideraciones según el RNE, en la norma E030	34
4.3 Diseño de Muros de Albañilería.....	36
4.3.1 Densidad Mínima de Muros.....	36
4.3.2 Determinación del Esfuerzo Axial en los muros	39
4.3.2.1 Áreas tributarias.....	39
4.3.2.2 Cargas Unitarias	41
4.3.2.3 Metrado de Cargas	42
4.3.2.4 Esfuerzo Axial a Compresión	52
4.3.3 Análisis por Cargas Laterales	54
4.3.4 Peso de la Edificación.....	57
4.3.5 Análisis Sísmico.....	59
4.3.6 Modelamiento en SAP2000	61
4.3.7 Cálculo de la Cortante Basal.....	69
4.3.8 Ubicación del Centro de Masas.....	71

4.3.9	Cálculo de Momentos y Cortantes	72
4.3.10	Diseño de Muros de Albañilería.....	76
4.3.11	Diseño de Muros de Concreto Armado	101
4.3.12	Cimiento Corrido	104
4.3.13	Diseño de la Escalera	105
4.3.14	Diseño de la Losa Aligerada.....	110
4.3.15	Diseño de Losas Macizas.....	112
4.3.16	Diseño de Vigas Chatas	114
4.3.17	Diseño de Viga Dintel.....	117
V.	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	120
VI.	CONCLUSIONES.....	121
VII.	RECOMENDACIONES	122
VIII.	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	123
IX.	ANEXOS	124

ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1. Zonificación Sísmica.....	34
Tabla 2. Factores de Zona “Z”	34
Tabla 3. Factores de Suelo “S”	34
Tabla 4. Categoría y Factor de Uso	35
Tabla 5. Coeficiente de Reducción Sísmica.....	35
Tabla 6. Densidad de Muros	38
Tabla 7. Área Tributaria de Muros Portantes(m ²).....	41
Tabla 8. Resumen de Cargas Directas por Tipos de Secciones Verticales (ton/m)	44
Tabla 9. Resumen de Cargas Directas en los Muros Portantes de “X”	45
Tabla 10. Resumen de Cargas Directas en los Muros Portantes de “Y”	46
Tabla 11. Resumen de Cargas Indirectas en los Muros Portantes de “X”	47
Tabla 12. Resumen de Cargas Indirectas en los Muros Portantes de “Y”	48
Tabla 13. Resumen de Cargas por Nivel en los Muros Portantes “X”	49
Tabla 14. Resumen de Cargas por Nivel en los Muros Portantes “Y”	50
Tabla 15. Resumen de Cargas por Acumuladas en los Muros Portantes “X”	51
Tabla 16. Resumen de Cargas por Acumuladas en los Muros Portantes “Y”	52
Tabla 17. Resumen de Esfuerzos Axiales en los Muros Portantes “X”	53
Tabla 18. Resumen de Esfuerzos Axiales en los Muros Portantes “Y”	54
Tabla 19. Cálculo del Centroide y Momento de Inercia del muro “X-02”	56
Tabla 20. Propiedades Geométricas de los Muros en la Dirección “Y”	56
Tabla 21. Propiedades Geométricas de los Muros en la Dirección “X”	57
Tabla 22. Resumen de Cargas “PD+0.25PL” en los Muros Portantes “X”	58
Tabla 23. Resumen de Cargas “PD+0.25PL” en los Muros Portantes “Y”	59
Tabla 24. Fuerzas Inerciales por Sismo en X	67
Tabla 25. Fuerzas Inerciales por Sismo en Y	68
Tabla 26. Características de la Edificación	69
Tabla 27. Calculo de las Fuerzas Inerciales Fi	70
Tabla 28. Centro de masas	71
Tabla 29. Cortantes y Momentos en Primer Piso para los muros en dirección “X”	72
Tabla 30. Cortantes y Momentos en Primer Piso para los muros en dirección “y”	73
Tabla 31. Derivas, Para Sismo (→) con excentricidad (+X).....	73
Tabla 32. Derivas, Para Sismo (→) con excentricidad (-X).....	74
Tabla 33. Derivas, Para Sismo (←) con excentricidad (+X).....	74
Tabla 34. Derivas, Para Sismo (←) con excentricidad (-X).....	74
Tabla 35. Derivas, Para Sismo (→) con excentricidad (+Y).....	74
Tabla 36. Derivas, Para Sismo (→) con excentricidad (-Y).....	75
Tabla 37. Derivas, Para Sismo (←) con excentricidad (+Y).....	75
Tabla 38. Derivas, Para Sismo (←) con excentricidad (-Y).....	75
Tabla 39. Detalle de Abreviaturas	76

Tabla 40. Control de fisuración del primer piso en “Y”	78
Tabla 41. Control de fisuración del primer piso en “X”	79
Tabla 42. Resistencia al Corte del Edificio – Muros Portantes Y	80
Tabla 43. Resistencia al Corte del Edificio – Muros Portantes X	81
Tabla 44. Fuerzas de Diseño en Y	82
Tabla 45. Fuerzas de Diseño en X	83
Tabla 46. Fuerzas Internas	84
Tabla 47. Esfuerzos Internos en las Columnas Extremas – Muros Portantes X	87
Tabla 48. Esfuerzos Internos en las Columnas Extremas – Muros Portantes Y	88
Tabla 49. Cálculo del área de las Columnas de Confinamiento – Muros Portantes X	90
Tabla 50. Calculo del área de las Columnas de confinamiento – Muros Portantes Y	91
Tabla 51. Refuerzo Longitudinal en Columnas – Muros Portantes X	93
Tabla 52. Refuerzo Longitudinal en Columnas – Muros Portantes Y	94
Tabla 53. Refuerzo Transversal en Columnas – Muros Portantes X	96
Tabla 54. Refuerzo Transversal en Columnas – Muros Portantes Y	97
Tabla 55. Refuerzo Longitudinal en Vigas Soleras – Muros Portantes X	99
Tabla 56. Refuerzo Longitudinal en Vigas Soleras – Muros Portantes Y	100
Tabla 57. Ancho de Cimiento Corrido	105
Tabla 58. Coeficientes de Carga de Grashoff	112

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1. Arquitectura primer piso	27
Figura 2. Arquitectura del Segundo piso al Quinto piso.....	28
Figura 3. Losa Aligerada Unidireccional – Viguetas en el Sentido Y.....	30
Figura 4. Losa Maciza Bidireccional	31
Figura 5. Detalle de Escalera.....	32
Figura 6. Estructuración y Distribución de Muros Portantes.....	36
Figura 7. Detalle de área tributaria para cada muro	39
Figura 8. Áreas tributarias en Pisos Típicos	40
Figura 9. Secciones Verticales Típicas	42
Figura 10. Área Tributaria del Muro X-02.....	44
Figura 11. Sección Real del Muro X-02	55
Figura 12. Sección Transformada del Muro X-02	55
Figura 13. Análisis en SAP2000 – Visualización en 3D.....	62
Figura 14. Análisis en SAP2000 – Visualización en Planta	62
Figura 15. Análisis en SAP2000 – Visualización en Elevación – Eje Y1	63
Figura 16. Propiedades de los Muros de Albañilería	63
Figura 17. Propiedades de los Brazos Rígidos.....	64
Figura 18. Propiedades de las Vigas	64
Figura 19. Propiedades Seccionales Muro X-02.....	65
Figura 20. Propiedades Seccionales Muro Y-02.....	65
Figura 21. Fuerzas Inerciales aplicadas en el Centro de masas – Sismo en X	66
Figura 22. Fuerzas Inerciales aplicadas en el Centro de masas – Sismo en Y	68
Figura 23. Fuerzas inerciales por piso	70
Figura 24. Cortante de Entrepiso	71
Figura 25. Detalle del muro X-02	77
Figura 26. Detalle de Fuerzas en muro.....	85
Figura 27. Detalle del Refuerzo Longitudinal en la Placa PL-X1	103
Figura 28. Dimensiones de la Escalera Típica.....	106
Figura 29. Diagrama de Momento y Cortante del Tramo 1	107
Figura 30. Diagrama de Momento y Cortante del Tramo 2	108
Figura 31. Diagrama de Momento y Cortante del Tramo 3	108
Figura 32. Diagrama de Momento y Cortante del tramo de la losa	111
Figura 33. Diagrama de Momento y Cortante del Paño de la losa en la Dirección Larga.....	113
Figura 35. Diagrama de Momento y Cortante del tramo de la viga chata	115
Figura 36. Diagrama de Momento y Cortante del tramo de la viga dintel.....	118

CAPÍTULO I

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad problemática

En la actualidad existen diferentes tipos de sistemas constructivos para las edificaciones. Por ejemplo: el acero estructural, concreto armado, albañilería reforzada; como confinada y armada. La albañilería confinada es la más común en la Región la Libertad, directamente por ser económico. El presente estudio pretende dar una idea de cómo mejorar los malos sistemas constructivos, ya que debido a estas malas prácticas en el proceso constructivo las estructuras fallan, y esto se debe que falta de diseño de ingeniería o mal empleo de materiales de mala calidad.

Según la Clasificación de Grandes Grupos de Clases de Suelo de la FAO/UNESCO (1990), en Moche predominan los suelos aluviales, seguido por los Solonchaks, y en menor proporción por los Regosoles y Litosoles.

El edificio consta de 5 pisos más una azotea, está ubicado en el Distrito de Moche específicamente en la Urbanización el “Paraíso” Manzana “K” Lote “17”, consta del 1er al 5to piso con cuatro departamentos por nivel, tienen 1 dormitorio matrimonial, 1 dormitorio doble, 1 baño completo, 1 baño de visitas, 1 estar, 1 cocina, comedor, sala, lavandería; además cuenta con 1 azotea para uso de tendal.

1.2 Formulación del problema

¿Cuál será el diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 5 pisos, aplicando el método de resistencia y desempeño sísmico, en el distrito de Moche, Trujillo, La Libertad?

1.3 Objetivos de la investigación

1.3.1 Objetivo General

Diseñar estructuralmente una edificación de albañilería confinada de 5 pisos, aplicando el método de resistencia y desempeño sísmico, en el distrito de Moche, Trujillo, La Libertad.

1.3.2 Objetivo Específico

- Elaborar el diseño arquitectónico teniendo en cuenta lo estipulado en las normas respectivas del R.N.E.
- Plantear la ubicación y tamaños preliminares de los elementos estructurales buscando optimizar su comportamiento.
- Determinar las magnitudes de las cargas que actuarán en la edificación a lo largo de su vida útil.
- Diseñar los elementos estructurales de la edificación aplicando el método de resistencia y desempeño sísmico.
- Confeccionar el informe final incluidos los planos de edificación.

1.4 Justificación del estudio

El estudio se justifica en lo siguiente:

- Es una aplicación del método de diseño propuesto por los ingenieros Ángel San Bartolomé y Daniel Quiun. Para el diseño de edificios de albañilería confinada, basados en las investigaciones a muros de albañilería.
- Posibilitará tener un ejemplo más de la aplicación del método propuesto y de esa manera contribuir, con las particularidades de nuestro proyecto, en el mejor conocimiento del método.
- Esta investigación se realiza porque es necesario estudiar cómo se comportará la estructura bajo cargas servicio y sismo. También proporciona información sobre el proyecto de análisis estructural para un edificio de cinco pisos para usar como guía en la creación de tácticas esenciales que ayudarán al desarrollo del diseño estructural, por tanto, quedará demostrado en los resultados del presente estudio, el fundamento para futuras investigaciones

CAPÍTULO II

II. MARCO DE REFERENCIA

2.1 Antecedentes.

Mediante el proyecto de Tesis para optar el gado de ingeniero en el año (2013) como proyecto desarrollado “Estimación analítica de la resistencia al corte en muros de albañilería confinada” hace mención que las construcciones más comunes en Chile son de albañilería confinada y es indispensable realizar un diseño más seguro y confiable.

Asimismo en otro proyecto de Tesis referido a Efectos de peralte de las columnas en el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada en el año 2009 como autor el Bach. Daniel Bernardo Acuña, dan como fundamentación que las columnas son elementos estructurales que están unidos a los muros portantes y vigas.

2.2 Marco Teórico

2.2.1 Metodología.

El sistema que se plantea, se registran basados en los variados pruebas dinámicos y estáticos elaborados en los Laboratorios de Estructuras de la PUCP y los acontecimientos de sismos ocasionados en nuestro País y otros Países.

La modalidad del estudio muestra el trabajo elástico de muros frente a los sismos que se presenten como también a la falla por corte.

Para consolidar el proyecto, los elementos de confinamiento deberían ser diseñados con el fin de soportar la carga que como consecuencia produce el agrietamiento diagonal en los muros.

Las construcciones de albañilería confinada irremediablemente fallan por fuerza cortante en los primeros niveles, cuando se someten a movimientos severos, esto se debe a que la fuerza que predomina es la de corte antes que la de flexión, por tratarse de muros de poca esbeltez ante acciones coplanares

2.2.2 Etapas para el diseño.

2.2.2.1 Control de la mínima densidad de muros.

Para evitar las fallas frágiles por deficiencias en la resistencia a cargas laterales con excesiva demanda de ductilidad, se debe proporcionar a cada dirección principal del edificio de tal manera que cumpla con la ecuación de diseño, en caso que no cumpla se tomara muros de concreto armado, o incrementar el espesor de la albañilería.

2.2.2.2 Diseño por carga vertical.

Para el diseño por carga vertical se debe tener en cuenta algunas consideraciones:

- Si el esfuerzo axial excede el 5% de $f'm$ se debería agregar una cuantía mínima nominal de refuerzo, consiste en varillas continuas de diámetro no mayor $\frac{1}{4}$ " ancladas en las columnas de confinamiento.
- Otra manera de reducir los esfuerzos axiales en los muros es usando losas de techo armadas en dos direcciones (macizas o aligerados), ya que estos elementos distribuyen la carga proveniente del techo en los muros ubicados en ambas direcciones.

2.3 Marco conceptual.

2.3.1 Diseño estructural

- Con la finalidad de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio, en cada entepiso y en cada dirección principal se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo.
- Para la sumatoria de resistencias al corte incluirá solo el aporte de los muros reforzados (confinados o armados) y el aporte de los muros de concreto armado, sin considerar el refuerzo horizontal.
- Cuando la sumatoria de cortante de albañilería en cada entepiso sea mayor o igual, se considerara que el edificio se comporta elásticamente, bajo esa condición se empleara refuerzo mínimo,

este será capaz de funcionar como arriostres y soportar las acciones perpendiculares al plano de albañilería.

2.3.2 Resistencia

La resistencia determina si la cantidad de muros es suficiente como para que la estructura soporte las cargas verticales, cargas vivas, cargas muertas, etc., en caso que exista una deficiencia de muros podrá complementarse con muros de concreto armado o aumentando el espesor de los muros, o mejorando la calidad de la albañilería.

2.3.3 Desempeño sísmico de la albañilería confinada.

Para el desempeño sísmico se tendrá en cuenta los efectos producidos por las cargas muertas, cargas vivas, sismos, vientos, excentricidades de las cargas, torsiones, cambios de temperatura, asentamientos diferenciales.

2.4 Hipótesis

No tenemos hipótesis por que la hipótesis será el resultado de la aplicación del método descrito.

2.5 Variables e indicadores

2.5.1 Variables

Variable Independiente

Resistencia y desempeño sísmico de la albañilería confinada.

Variable dependiente

Diseño estructural

2.5.2 Operacionalización de Variables

Variables	Definición	Dimensión	Indicador
Independiente	Resistencia y Desempeño sísmico de la albañilería confinada	Análisis Sísmico	-Estático -Dinámico -SAP2000
Dependiente	Diseño estructural	Configuración estructural	-NTP E-060 -NTP E-070

CAPÍTULO III

III. METODOLOGÍA

3.1 Tipo y nivel de Investigación

Investigación descriptiva
Y de aplicación

3.2 Población y Muestra del Estudio

Dado que es un único edificio de albañilería que se diseñará no se puede hablar de población, se puede decir que la edificación es tanto la población como la muestra

3.3 Métodos

El método que se aplicará es el propuesto por los Ingenieros Ángel San Bartolomé y Daniel Quiun.

3.4 Técnicas e instrumentos de recolección de datos

Técnicas	Instrumentos de recolección de datos
Software de diseño de estructuras y modelamiento de terreno	SAP2000, ETABS, AutoCAD.
Normativa de diseño vigente	Reglamento Nacional de Edificaciones, NTP

3.5 Procesamiento y análisis de datos

El diseño estructural de la edificación dará al uso de los siguientes instrumentos para la obtención de datos:

- SAP2000; ETABS: Softwares para el diseño y modelamiento estructural.
- AutoCAD: Software de apoyo para la distribución arquitectónica de elementos estructurales en planta y corte.
- R.N.E. – NTP: Reglamento y Normas para la aplicación del diseño estructural.

CAPÍTULO VI

IV. RESULTADOS

4.1 Descripción del Proyecto

El proyecto consta de una edificación de 5 pisos, ubicados en el Distrito de Moche específicamente en la Urbanización el “Paraíso” Manzana “K” Lote “17” Provincia de Trujillo Departamento La Libertad, con una altura de entrepiso de 2.40m, con un área total de 329.60m² (20.00m x 16.48m) y 295.83m² de área techada. La edificación cuenta con cuatro departamentos por piso, y cada departamento cuenta con: dos dormitorios, dos baños, un estar, una cocina-sala-comedor y una lavandería, además los pisos estarán conectados verticalmente por una escalera.

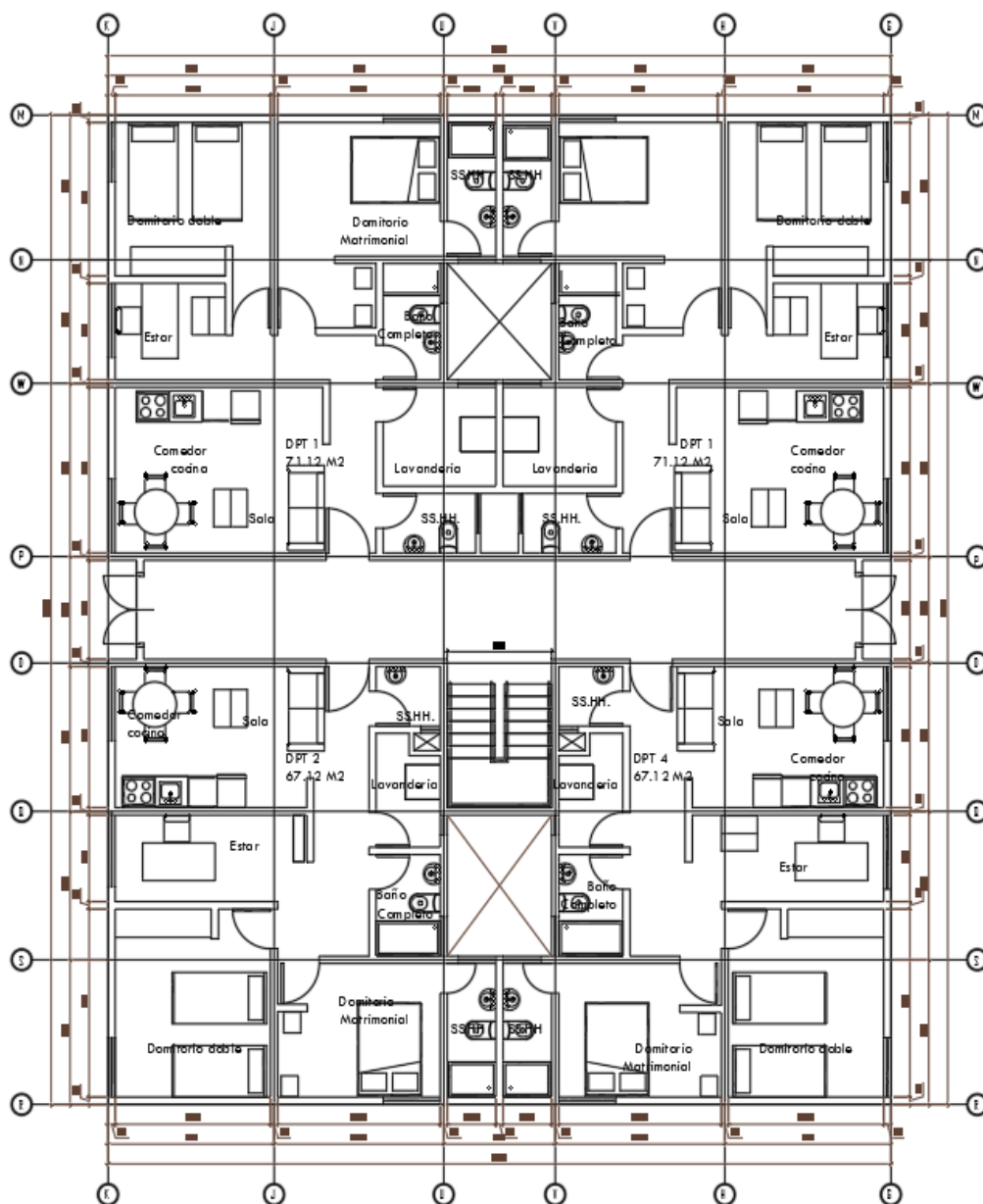


Figura 1. Arquitectura primer piso
Fuente: Propia

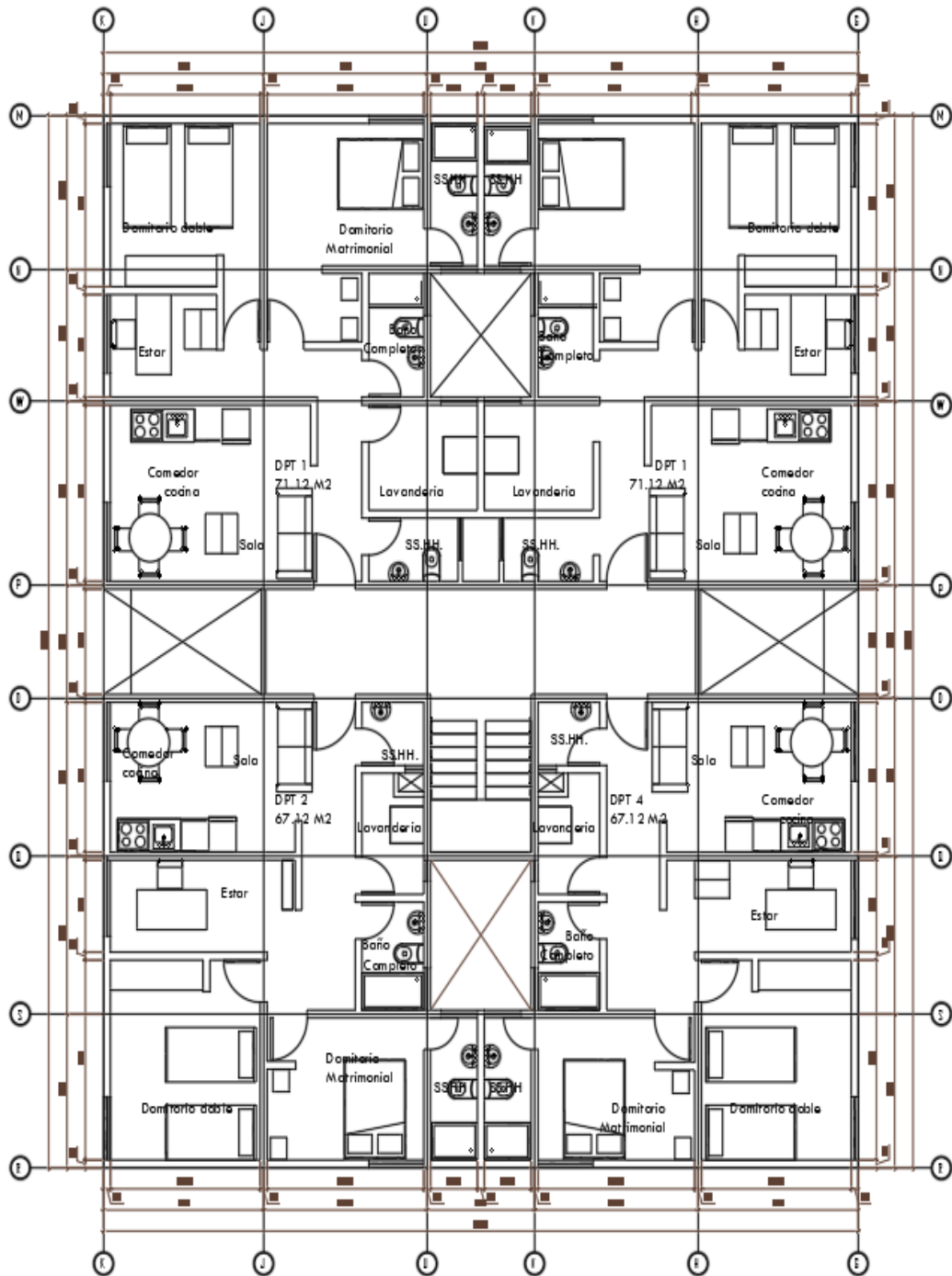


Figura 2. Arquitectura del Segundo piso al Quinto piso
Fuente: Propia

4.1.1 Normas Utilizadas

- ✓ Norma E.020 de Cargas
- ✓ Norma E.030 de Diseño Sismo Resistente
- ✓ Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones
- ✓ Norma E.060 de Concreto Armado

- ✓ Norma E.070 de Albañilería.

4.1.2 Cargas de Diseño

Para el diseño de los elementos estructurales de concreto armado, se empleó el diseño por resistencia, según la norma E060 las combinaciones de cargas serán:

- ✓ $U = 1.4CM + 1.7CV$
- ✓ $U = 1.25(CM+CV) \pm CS$
- ✓ $U = 0.9CM \pm CS$

Dónde: CM= Carga Muerta, CV = Carga Viva, CS = Carga de Sismo.

En el Artículo 9.3.2 de la Norma E.060 se indica que la resistencia de diseño (ϕR_n) proporcionada por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante torsión, debe considerarse un ϕ de reducción tales como:

- ✓ Concreto simple = 0.65
- ✓ Flexión sin carga axial = 0.90
- ✓ Para elementos con refuerzo en espiral = 0.75
- ✓ Corte y Torsión = 0.85
- ✓ Para carga axial de tracción con o sin flexión = 0.90
- ✓ Aplastamiento del concreto = 0.70
- ✓ Para otros elementos = 0.70

4.1.3 Propiedades de los Materiales

A continuación, se presentan las propiedades mecánicas de los materiales empleados:

a) Concreto

- ✓ Resistencia a la Compresión: $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Deformación Unitaria Máxima: $\epsilon_{cu} = 0.003$
- ✓ Módulo de Elasticidad: $E_c = 15,000\sqrt{f'_c} = 217,370.65 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- ✓ Módulo de Corte: $G = E_c/2.3, G = 94,509$

b) Acero de refuerzo:

- ✓ Esfuerzo de Fluencia: $F_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Deformación Unitaria Máxima: $\epsilon_s = 0.0021$
- ✓ Módulo de Elasticidad: $E_s = 2'000,000 \text{ kg/cm}^2$

c) Albañilería: King Kong industrial

- ✓ Resistencia a Compresión Axial de las Unidades: $f'_b = 180 \text{ kg/cm}^2$

- ✓ Resistencia a Compresión Axial en Pilas: $f'm = 85 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Resistencia al Corte en Muretes: $v'm = 9.2 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Elasticidad: $E_m = 500f'm$, $E_m = 42,500 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Corte: $G_m = 0.4E_m$, $G_m = 17,000 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Se usa el ladrillo tipo V.

4.2 Pre dimensionamiento

4.2.1 Losa Aligerada

A pesar de que la proporción de los paños indica que debe usarse una losa bidireccional (Luz mayor/Luz menor < 2), se decidió usar losa aligerada unidireccional para facilidad de cálculos. Para el dimensionamiento de la losa aligerada unidireccional se consideró el criterio del Ing. Armando Navarro Peña:

$$h = \frac{Ln}{25}$$

Donde:

h: peralte de la losa armada (m),

Ln: luz libre del tramo mayor (m)

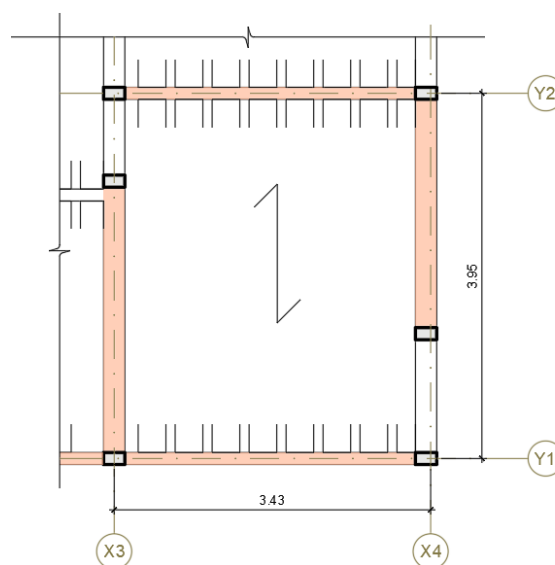


Figura 3. Losa Aligerada Unidireccional – Viguetas en el Sentido Y
Fuente: Propia

Se utilizó el paño inferior izquierda que está ubicado en el ambiente de Dormitorio Doble, en el sentido “y”; ya que su luz libre máxima es de 3.95 m por tanto tenemos:

$$h = \frac{3.95}{25} = 0.16$$

Por lo tanto, se consideró redondear el peralte de la losa dándole un valor de $h=0.20\text{m}$, este espesor de losa será el mismo para todos los pisos.

4.2.2 Losa Maciza

En la zona central de la edificación presenta esquinas entrantes, aberturas de techo (ductos), además de llegar la escalera a esta zona; por esos motivos se decidió considerar una losa maciza en estos paños para garantizar que la losa se comporte como un diafragma rígido. Según el criterio del Ing. Blanco Blasco para el dimensionamiento de la losa maciza en dos direcciones, se debería calcular aplicando lo siguiente:

$$h = \frac{Ln}{40} \quad \text{ó} \quad h = \frac{P}{180}$$

Donde:

h : Peralte de la losa armada en dos direcciones (m)

Ln : Luz Libre del Tramo mayor (m)

P : Longitud del perímetro de la losa (m)

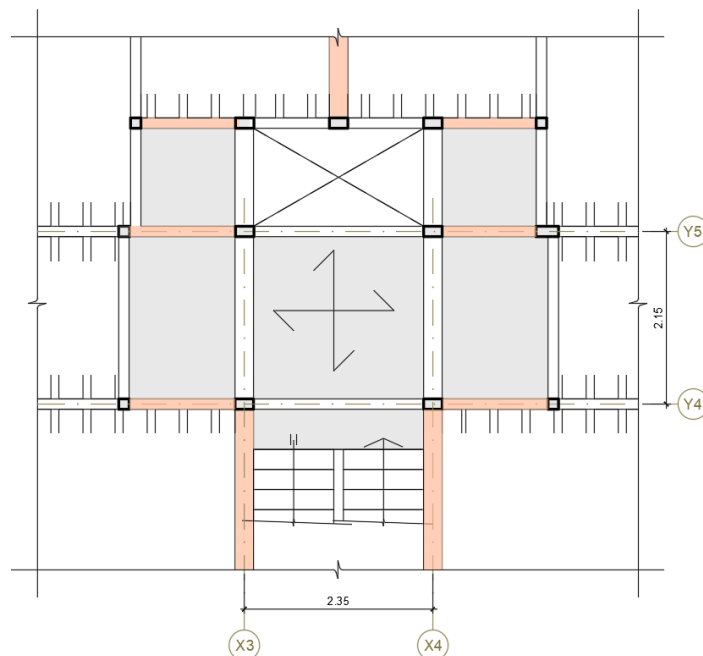


Figura 4. Losa Maciza Bidireccional
Fuente Propia

Se utilizó el paño central que está ubicado cerca de las escaleras, cuya dimensión más larga es de 2.35m y su perímetro es de 9.00m

$$h = \frac{2.35}{40} = 0.06m \quad \text{ó} \quad h = \frac{9.00}{180} = 0.05m$$

Con la finalidad de uniformizar espesores, además, además teniendo en cuenta que en la losa van a estar embebidas las tuberías en las zonas de los baños y para una mayor trabajabilidad en el proceso constructivo se tomó como espesor $h=0.20m$

4.2.3 Vigas de Acople

En las Vigas peraltadas se fueron hallando las dimensiones del peralte en función del acoplamiento de los muros, pero teniendo en cuenta que dichas vigas fallen por flexión antes que, por corte, para así tener una falla dúctil con gran capacidad de disipar energía (0.13m x 0.40m).

4.2.4 Escaleras

La escalera es un elemento estructural que conecta los diferentes pisos de una edificación y que se diseña como losas armadas en una sola dirección.

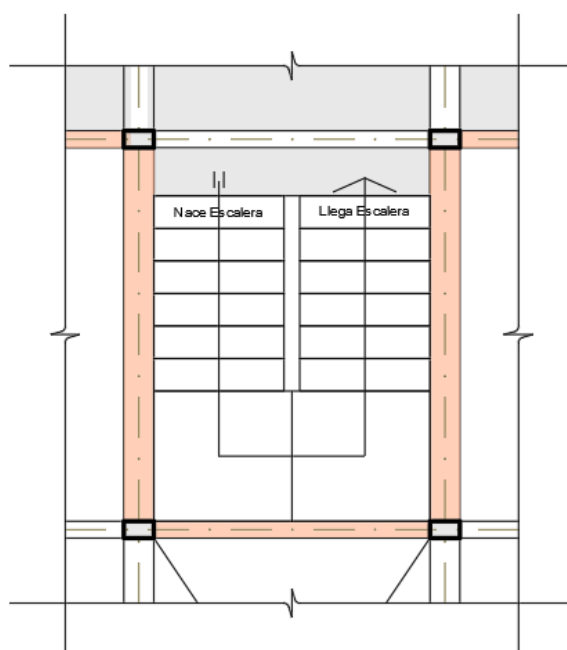


Figura 5. Detalle de Escalera
Fuente Propia

Según el Ing. Roberto Morales, para el dimensionamiento de la garganta de la escalera, se debería calcular aplicando lo siguiente:

$$t = \frac{Ln}{20} \quad \text{ó} \quad t = \frac{Ln}{25}$$

Donde:

h: Espesor de la garganta (m)

Ln: Luz Libre del Tramo mayor (m)

$$t = \frac{2.50}{20} = 0.13m \quad \text{ó} \quad t = \frac{2.50}{25} = 0.10m$$

Por lo tanto, se consideró redondear el peralte de la garganta de la escalera dándole un valor de $h=0.15m$, este espesor será el mismo para todos los tramos.

4.2.5 Muros

Según el artículo 19.1 de la norma E.070 el espesor mínimo efectivo de un muro para que sea portante debe ser:

Para las Zonas Sísmicas 4,3 y 2.

$$t \geq \frac{h}{20}$$

Para las Zonas Sísmicas 1.

$$t \geq \frac{h}{25}$$

Donde:

h: Altura libre entre los elementos de arriostres horizontales.

La altura es de 2.40m, y por lo tanto el espesor efectivo "t" mínimo será:

$$t \geq \frac{2.40}{20} = 0.12m$$

Por lo tanto, se consideró redondear el espesor efectivo a 0.13m, valor que se utilizó para los muros en la dirección "X". Sin embargo en la dirección "Y" se considerara un espesor efectivo de 23cm, para tener una buena densidad de muros.

4.2.6 Consideraciones según el RNE, en la norma E030

a) Según su Zonificación Sísmica

Tabla 1. Zonificación Sísmica

REGIÓN (DPTO.)	PROVINCIA	DISTRIO	ZONA SÍSMICA	ÁMBITO
La Libertad	Trujillo	El Porvenir	4	Todos los distritos
		Florencia de Mora		
		Huanchaco		
		La Esperanza		
		Laredo		
		Moche		
		Poroto		
		Salaverry		
		Simbal		
		Trujillo		
		Víctor Larco Herrera		

Fuente. (Norma E030, Anexo N°1: Zonificación Sísmica)

Tabla 2. Factores de Zona "Z"

FACTORES DE ZONA "Z"	
ZONA	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Fuente. (Norma E030, Tabla N°1)

Por lo tanto, toda la provincia de Trujillo pertenece a una zona sísmica 4: $Z=0.45$

b) Según su Tipo de Suelo y Zona

Tabla 3. Factores de Suelo "S"

FACTOR DE SUELO "S"				
ZONA-SUELO	S ₀	S ₁	S ₂	S ₃
Z4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente. (Norma E030, Tabla N°3)

El suelo es blando, por lo cual es S₃. Como pertenece a la Zona Sísmica 4 le corresponde un factor de suelo "S": 1.10

c) Según la categoría de la Edificación y factor de uso

Tabla 4. *Categoría y Factor de Uso*

CATEGORIA DE LA EDIFICACIONES Y FACTOR “U”		
CATEGORIA	DESCRIPCION	FACTOR U
C Edificaciones Comunes	Edificaciones comunes tales como: viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes	1.0

Fuente. (Norma E030, Tabla N°5)

Será una edificación común tipo vivienda, U=1

N= Número de pisos ===== > N= 5

d) Coeficiente de Reducción Sísmica

Tabla 5. *Coeficiente de Reducción Sísmica*

SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coeficiente Básico de Reducción R_o
Acero:	
Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)	8
Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)	5
Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)	4
Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)	7
Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)	4
Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)	8
Concreto Armado:	
Pórticos	8
Dual	7
De Muros Estructurales	6
Muros de ductilidad Limitada	4
Albañilería Armada o Confinada	3
Madera (Por Esfuerzos admisibles)	7

Fuente. (Norma E030, Tabla N°7)

Será una edificación de albañilería confinada y se diseñará para un sismo moderado, por lo cual $R_o=6$.

4.3 Diseño de Muros de Albañilería

A continuación, se detallará paso a paso el diseño de los muros de albañilería confinada tomando como ejemplo el muro X-02. Además, al final de cada paso se mostrará una tabla resumen con los resultados de los otros muros.

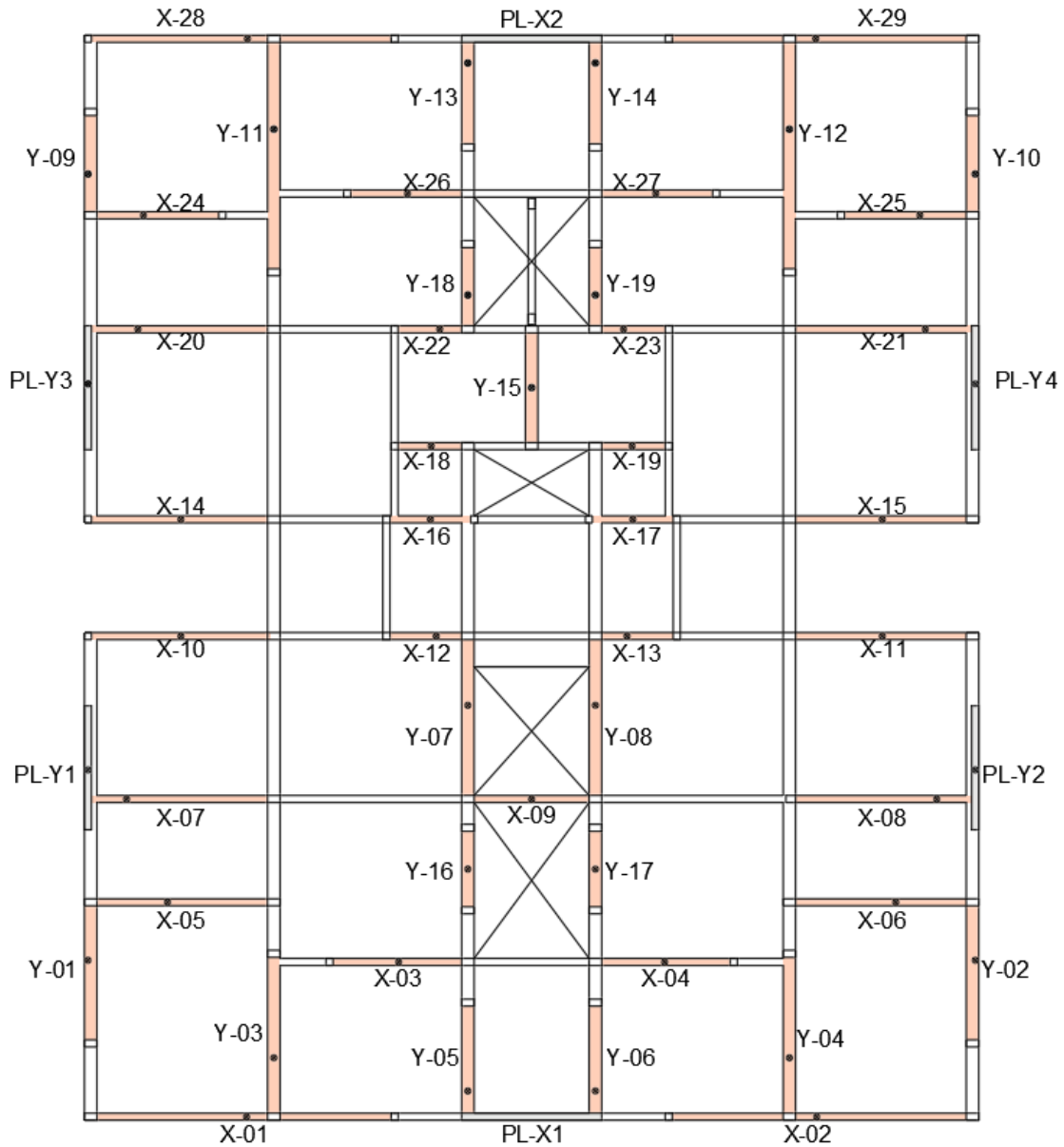


Figura 6. Estructuración y Distribución de Muros Portantes

Fuente Propia

4.3.1 Densidad Mínima de Muros

Según la Norma E070 de Albañilería del RNE, en el artículo 19.2: la densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\text{Area de Corte de Muros Reforzados}}{\text{Area de Planta Típica}} = \frac{\sum Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Dónde:

Z: Factor de Zona Sísmica, especificado en la Norma E030 del RNE.

U: Factor de Importancia de la Edificación, especificado en la Norma E030 del RNE.

S: Factor de Suelo, especificado en la Norma E030 del RNE.

N: Número de Pisos de la Edificación.

L: Longitud total del muro (incluyendo columnas, si existiesen).

t: Espesor efectivo del Muro

De no cumplirse la expresión podrá cambiarse el espesor de algunos de los muros, o agregarse placas de concreto armado, en cuyo caso, para hacer uso de la fórmula, deberá amplificarse el espesor real de la placa por la relación $n=E_c/E_m$, donde E_c y E_m son los módulos de elasticidad del concreto y de la albañilería, respectivamente.

$$n = \frac{E_c}{E_m} = \frac{217,370.65}{42,500} = 5.11$$

Se ha considerado cambiar algunos muros de albañilería a muros de concreto armado con la finalidad de cumplir la densidad mínima de muros, por lo tanto, su espesor efectivo será:

$$t' = n \times t = 5.11 \times 0.13 = 0.66m$$

A continuación, mostraremos la densidad de muros analizada para cada dirección:

$$\frac{ZUSN}{56} = \frac{0.45 \times 1.00 \times 1.10 \times 5}{56} = 0.044$$

Área de planta Típica: $A_p=295.83 \text{ m}^2$

Tabla 6. Densidad de Muros

DIRECCION X-X				DIRECCION Y-Y			
MURO	L (m)	t (m)	L*t (m ²)	MURO	L (m)	t (m)	L*t (m ²)
X-01	5.78	0.13	0.75	Y-01	2.95	0.23	0.68
X-02	5.78	0.13	0.75	Y-02	2.95	0.23	0.68
X-03	2.68	0.13	0.35	Y-03	3.13	0.23	0.72
X-04	2.68	0.13	0.35	Y-04	3.13	0.23	0.72
X-05	3.55	0.13	0.46	Y-05	2.23	0.23	0.51
X-06	3.55	0.13	0.46	Y-06	2.23	0.23	0.51
X-07	3.43	0.13	0.45	Y-07	3.13	0.23	0.72
X-08	3.43	0.13	0.45	Y-08	3.13	0.23	0.72
X-09	2.48	0.13	0.32	Y-09	2.25	0.23	0.52
X-10	3.55	0.13	0.46	Y-10	2.25	0.23	0.52
X-11	3.55	0.13	0.46	Y-11	4.43	0.23	1.02
X-12	1.63	0.13	0.21	Y-12	4.43	0.23	1.02
X-13	1.63	0.13	0.21	Y-13	2.13	0.23	0.49
X-14	3.55	0.13	0.46	Y-14	2.13	0.23	0.49
X-15	3.55	0.13	0.46	Y-15	2.28	0.23	0.52
X-16	1.75	0.13	0.23	Y-16	1.65	0.23	0.38
X-17	1.75	0.13	0.23	Y-17	1.65	0.23	0.38
X-18	1.48	0.13	0.19	Y-18	1.70	0.23	0.39
X-19	1.48	0.13	0.19	Y-19	1.70	0.23	0.39
X-20	3.55	0.13	0.46	PL-Y1	2.30	0.66	1.52
X-21	3.55	0.13	0.46	PL-Y2	2.30	0.66	1.52
X-22	1.48	0.13	0.19	PL-Y3	2.30	0.66	1.52
X-23	1.48	0.13	0.19	PL-Y4	2.30	0.66	1.52
X-24	2.60	0.13	0.34				
X-25	2.60	0.13	0.34				
X-26	2.35	0.13	0.31				
X-27	2.35	0.13	0.31				
X-28	5.78	0.13	0.75				
X-29	5.78	0.13	0.75				
PL-X1	2.48	0.66	1.64				
PL-X2	2.48	0.66	1.64				

RESULTADOS X-X			RESULTADOS Y-Y		
DEMANDA	CAPACIDAD	D/C	DEMANDA	CAPACIDAD	D/C
$\frac{Z * U * S * N}{56}$	$\frac{\sum L * t}{A_p}$	$\frac{D}{C} \leq 1.00$	$\frac{Z * U * S * N}{56}$	$\frac{\sum L * t}{A_p}$	$\frac{D}{C} \leq 1.00$
0.044	0.050	0.88	0.044	0.059	0.75

Fuente. Propia

En ambas direcciones de análisis la relación demanda-capacidad (D/C) es menor a 1, por lo tanto, se cumple con la densidad mínima de muros requerida por la norma E070.

4.3.2 Determinación del Esfuerzo Axial en los muros

4.3.2.1 Áreas tributarias

Para determinar las áreas tributarias de los muros portantes se decidió considerar una losa aligerada unidireccional en los 5 pisos, haciendo que la distribución de la carga sea como muestra la siguiente figura:

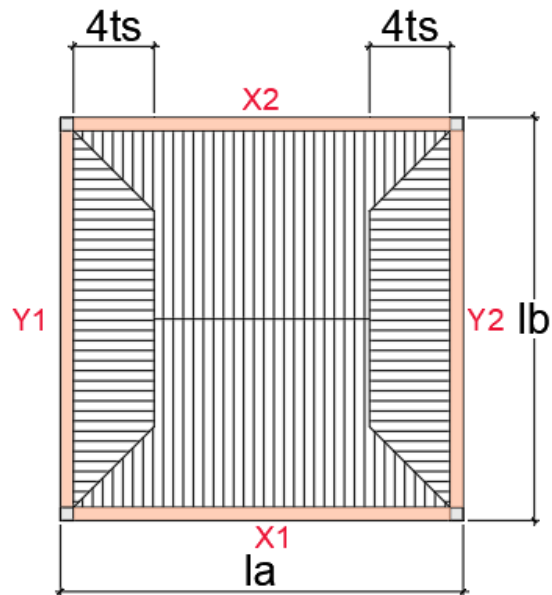


Figura 7. Detalle de área tributaria para cada muro
Fuente Propia

Donde:

- ✓ t_s = espesor de la losa aligerada predimensionada
- ✓ l_b y l_a = longitud de muro
- ✓ X_1 , X_2 , Y_1 , Y_2 = muro según dirección

Las áreas tributarias indican el área de la losa aligerada a la cual está sujeto cada muro y de acuerdo a este valor se calcularán las cargas a las cuales estará sometidas cada una de ellas. En los siguientes planos se detalla la distribución de las áreas tributarias de cada uno de los muros para los cinco pisos.

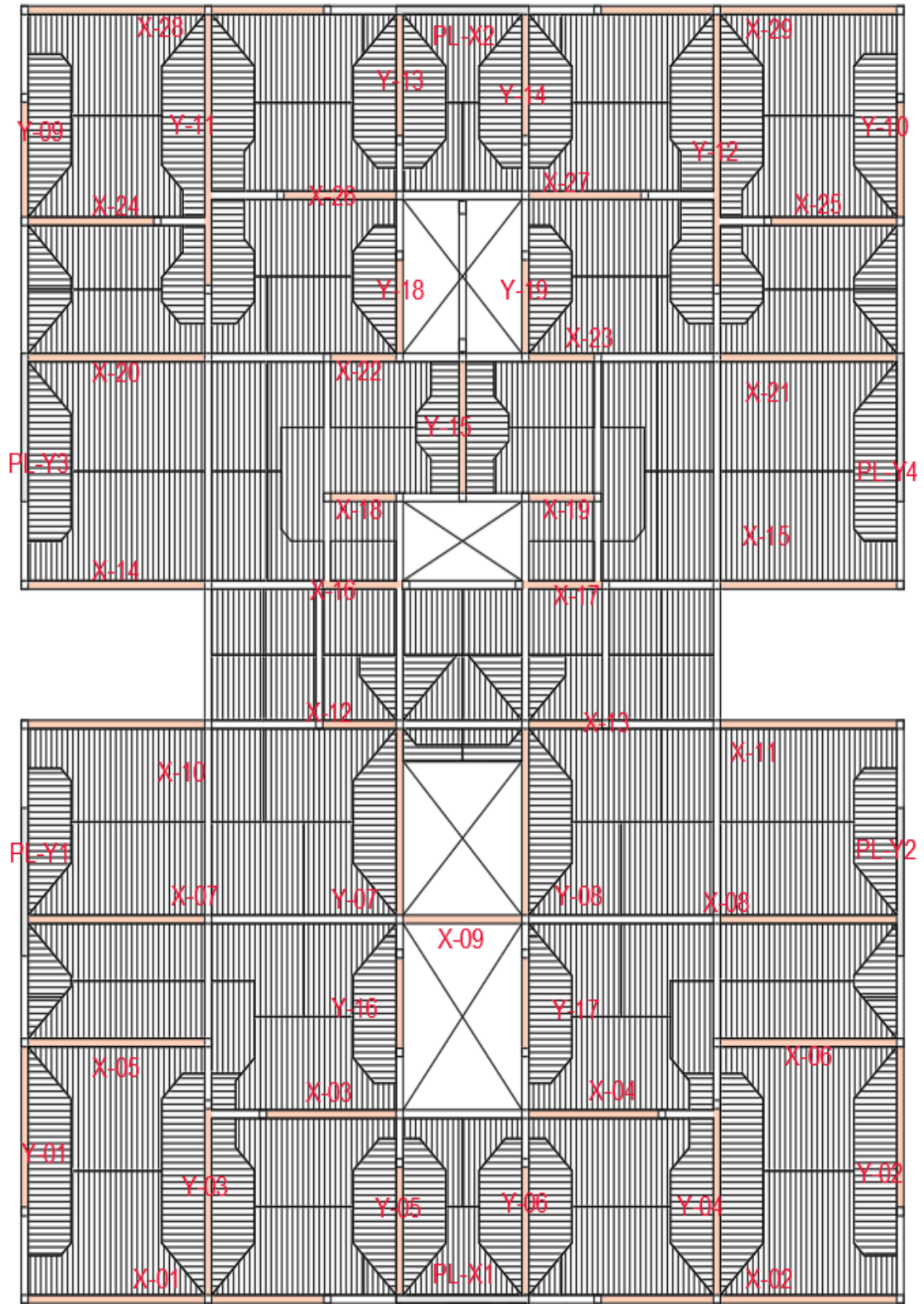


Figura 8. Áreas tributarias en Pisos Típicos
Fuente Propia

Tabla 7. Área Tributaria de Muros Portantes(m²)

Muro	Piso Típico	Muro	Piso Típico
X-01	7.03	X-28	6.43
X-02	7.03	X-29	6.43
X-03	7.16	PL-X1	1.86
X-04	7.16	PL-X2	1.86
X-05	7.60	Y-01	2.43
X-06	7.60	Y-02	2.43
X-07	10.93	Y-03	4.22
X-08	10.93	Y-04	4.22
X-09	6.58	Y-05	2.98
X-10	6.46	Y-06	2.98
X-11	6.46	Y-07	2.95
X-12	5.49	Y-08	2.95
X-13	5.49	Y-09	2.14
X-14	7.45	Y-10	2.14
X-15	7.45	Y-11	5.91
X-16	5.15	Y-12	5.91
X-17	5.15	Y-13	2.94
X-18	3.92	Y-14	2.94
X-19	3.92	Y-15	3.50
X-20	9.42	Y-16	1.55
X-21	9.42	Y-17	1.55
X-22	5.23	Y-18	1.18
X-23	5.23	Y-19	1.18
X-24	5.43	PL-Y1	2.04
X-25	5.43	PL-Y2	2.04
X-26	6.55	PL-Y3	2.34
X-27	6.55	PL-Y4	2.34

Fuente Propia

4.3.2.2 Cargas Unitarias

Se definen los pesos unitarios a emplearse para la carga muerta y carga viva según lo estipulado en la norma E.020

Peso Volumétricos

- ✓ Peso volumétrico del concreto armado 2.40 ton/m³
- ✓ Peso volumétrico de la albañilería 1.80 ton/m³
- ✓ Peso volumétrico de Tarrajeo 2.00 ton/m³

Sobrecarga en Techos

- ✓ Peso de acabado de piso 0.10 ton/m²
- ✓ S/C Viviendas 0.20 ton/m²
- ✓ S/C Corredores y escaleras en viviendas 0.20 ton/m²

- ✓ S/C Azotea 0.10 ton/m²

Muros

- ✓ Peso de los muros de albañilería con 1 cm de tarrajeo:
 $1.8 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.274 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{Muros } t=13\text{cm}$
 $1.8 \times 0.23 + 2.0 \times 0.02 = 0.454 \text{ ton/m}^2 \rightarrow \text{Muros } t=23\text{cm}$
- ✓ Peso de los muros de concreto con 1 cm de tarrajeo:
 $2.4 \times 0.13 + 2.0 \times 0.02 = 0.352 \text{ ton/m}^2$
- ✓ Ventanas: 0.02 ton/m²

4.3.2.3 Metrado de Cargas

Las cargas actuantes en cada muro se obtienen sumando las cargas directas (peso propio, peso de soleras, dinteles, ventanas y alféizares) más las cargas indirectas (provenientes de la losa del techo: peso propio, acabados y sobrecarga).

Cargas Directas

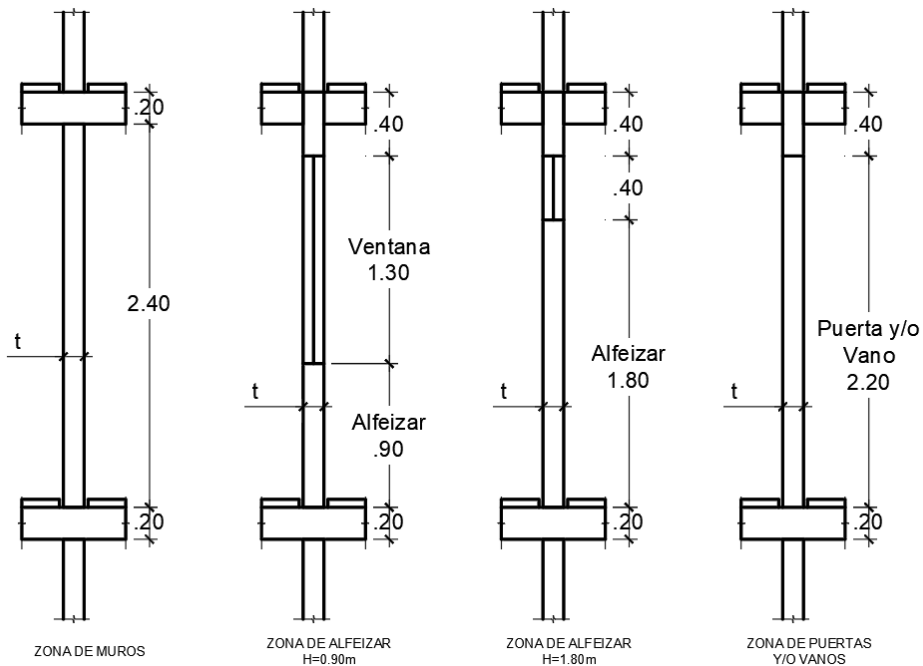


Figura 9. Secciones Verticales Típicas
Fuente. Propia

- ✓ Zona de puertas y/o vanos:
Piso típico y azotea (t=13cm): $w=0.13 \times 0.40 \times 2.40 = 0.12 \text{ ton/m}$
Piso típico y azotea (t=23cm): $w=0.23 \times 0.40 \times 2.40 = 0.22 \text{ ton/m}$

✓ Zona de muros de albañilería:

Piso típico (t=13cm): $w = 2.4 \times 0.274 + 0.13 \times 0.20 \times 2.40 = 0.72 \text{ ton/m}$

Azotea (t=13cm): $w = 1.2 \times 0.274 + 0.13 \times 0.20 \times 2.40 = 0.39 \text{ ton/m}$

Piso típico (t=23cm): $w = 2.4 \times 0.454 + 0.23 \times 0.20 \times 2.40 = 1.20 \text{ ton/m}$

Azotea (t=23cm): $w = 1.2 \times 0.454 + 0.23 \times 0.20 \times 2.40 = 0.66 \text{ ton/m}$

✓ Zona de muros de Concreto Armado:

Piso típico $w = 2.4 \times 0.352 + 0.13 \times 0.20 \times 2.4 = 0.91 \text{ ton/m}$

Azotea $w = 1.2 \times 0.352 + 0.13 \times 0.20 \times 2.4 = 0.48 \text{ ton/m}$

✓ Zona de alfeizares, con h=0.90m:

Piso típico (t=13cm): $w = 0.90 \times 0.274 + 1.3 \times 0.02 + 0.13 \times 0.40 \times 2.40 = 0.40 \text{ ton/m}$

Azotea (t=13cm): $w = 0.13 \times 0.40 \times 2.40 = 0.12 \text{ ton/m}$

Piso típico (t=23cm): $w = 0.90 \times 0.454 + 1.3 \times 0.02 + 0.23 \times 0.40 \times 2.40 = 0.66 \text{ ton/m}$

Azotea (t=23cm): $w = 0.23 \times 0.40 \times 2.40 = 0.22 \text{ ton/m}$

✓ Zona de alfeizares, con h=1.80m:

Piso típico (t=13cm): $w = 1.80 \times 0.274 + 0.40 \times 0.02 + 0.13 \times 0.40 \times 2.40 = 0.63 \text{ ton/m}$

Azotea (t=13cm): $w = 0.13 \times 0.40 \times 2.40 = 0.12 \text{ ton/m}$

Piso típico (t=23cm): $w = 1.80 \times 0.454 + 0.40 \times 0.02 + 0.23 \times 0.40 \times 2.40 = 1.05 \text{ ton/m}$

Azotea (t=23cm): $w = 0.23 \times 0.40 \times 2.40 = 0.22 \text{ ton/m}$

✓ Zona de escaleras

Tramo Inclinado $w = 0.65 \text{ ton/m}^2$

En Descansos $w = 0.36 \text{ ton/m}^2$

Reacciones en los apoyos $R_D = 0.85 \text{ ton/m}$

$R_L = 0.35 \text{ ton/m}$

Tabla 8. Resumen de Cargas Directas por Tipos de Secciones Verticales (ton/m)

Zona	En muros t=13cm		En muros t=23cm	
	piso típico	azotea	piso típico	azotea
puertas y/o vanos	0.12	0.12	0.22	0.22
muros de albañilería	0.72	0.39	1.20	0.66
muros de concreto	0.91	0.48	-	-
alfeizar h=0.90m	0.40	0.12	0.66	0.22
alfeizar h=1.80m	0.63	0.12	1.05	0.22
escalera (RD y RL)	0.85	0.35	-	-

Fuente Propia

A continuación, detallaremos las cargas directas en el muro X-02, y luego se muestra una tabla resumen de las cargas directas que recaen sobre los demás muros portantes.

Peso Típico: $P = 5.78 \times 0.72 + (0.60+0.69) \times 0.40 = 4.67 \text{ ton}$

Peso Azotea: $P = 5.78 \times 0.39 + (0.60+0.69) \times 0.12 = 2.42 \text{ ton}$

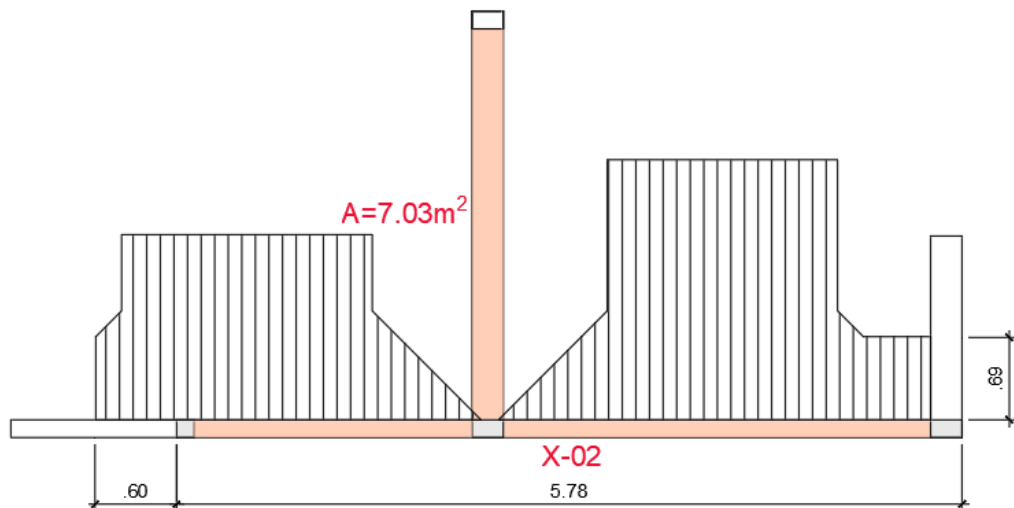


Figura 10. Área Tributaria del Muro X-02
Fuente. Propia

Tabla 9. Resumen de Cargas Directas en los Muros Portantes de "X"

MURO	longitudes de influencia						Peso típico	Peso Azotea
	muro	tabique	puerta	vano	alf. h=0.90	alf. h=1.80	tonnef	tonnef
X-01	5.78	0.00	0.00	0.00	1.29	0.00	4.67	2.42
X-02	5.78	0.00	0.00	0.00	1.29	0.00	4.67	2.42
X-03	2.68	0.00	0.74	0.00	0.00	1.60	3.02	1.34
X-04	2.68	0.00	0.74	0.00	0.00	1.60	3.02	1.34
X-05	3.55	0.00	0.40	0.89	0.63	0.00	2.96	1.63
X-06	3.55	0.00	1.40	0.89	1.63	0.00	3.49	1.88
X-07	3.43	0.00	0.00	4.17	0.00	0.00	2.99	1.86
X-08	3.43	0.00	0.00	4.17	0.00	0.00	2.99	1.86
X-09	2.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.79	0.97
X-10	3.55	0.00	0.00	3.40	0.60	0.00	3.22	1.89
X-11	3.55	0.00	0.00	3.40	1.60	0.00	3.62	2.01
X-12	1.63	0.00	0.90	3.00	0.00	0.00	1.66	1.12
X-13	1.63	0.00	0.90	3.00	0.00	0.00	1.66	1.12
X-14	3.55	0.00	0.00	3.66	0.60	0.00	3.25	1.92
X-15	3.55	0.00	0.00	3.66	1.60	0.00	3.65	2.04
X-16	1.75	0.00	0.96	4.20	0.00	0.00	1.90	1.33
X-17	1.75	0.00	0.96	4.20	0.00	0.00	1.90	1.33
X-18	1.48	0.00	0.60	2.10	0.00	0.00	1.40	0.92
X-19	1.48	0.00	0.60	2.10	0.00	0.00	1.40	0.92
X-20	3.55	0.00	0.00	3.19	0.00	0.00	2.95	1.79
X-21	3.55	0.00	0.00	3.19	0.00	0.00	2.95	1.79
X-22	1.48	0.00	0.70	2.20	0.50	0.00	1.63	1.00
X-23	1.48	0.00	0.70	2.20	1.50	0.00	2.02	1.13
X-24	2.60	0.00	0.00	0.40	0.88	0.00	2.27	1.18
X-25	2.60	0.00	0.00	0.40	0.88	0.00	2.27	1.18
X-26	2.35	0.00	0.35	0.00	0.00	1.60	2.74	1.16
X-27	2.35	0.00	0.35	0.00	0.00	1.60	2.74	1.16
X-28	5.78	0.00	0.00	0.00	1.29	0.00	4.67	2.42
X-29	5.78	0.00	0.00	0.00	1.29	0.00	4.67	2.42
PL-X1	2.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	1.20
PL-X2	2.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2.25	1.20

Fuente Propia

Tabla 10. Resumen de Cargas Directas en los Muros Portantes de "Y"

MURO	longitudes de influencia						Peso típico	Peso Azotea
	muro	tabique	puerta	vano	alf. h=0.90	alf. h=1.80	tonnef	tonnef
Y-01	2.95	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	3.87	2.04
Y-02	2.95	0.00	0.00	0.00	0.50	0.00	3.87	2.04
Y-03	3.13	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00	3.94	2.24
Y-04	3.13	0.00	0.84	0.00	0.00	0.00	3.94	2.24
Y-05	2.23	0.00	0.30	0.00	0.60	0.00	3.14	1.66
Y-06	2.23	0.00	0.30	0.00	0.60	0.00	3.14	1.66
Y-07	3.13	0.00	0.00	3.15	0.40	0.00	4.71	2.83
Y-08	3.13	0.00	1.00	3.15	0.40	0.00	4.93	3.06
Y-09	2.25	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	4.07	1.81
Y-10	2.25	0.00	0.00	0.00	0.50	1.00	4.07	1.81
Y-11	4.43	0.00	0.00	2.05	0.00	0.00	5.77	3.36
Y-12	4.43	0.00	0.00	2.05	0.00	0.00	5.77	3.36
Y-13	2.13	0.00	0.35	0.00	0.60	0.00	3.03	1.61
Y-14	2.13	0.00	0.35	1.00	0.60	1.00	4.29	2.05
Y-15	2.28	0.00	0.00	0.00	1.03	0.00	3.41	1.72
Y-16	1.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	2.61	1.21
Y-17	1.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.60	2.61	1.21
Y-18	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	2.46	1.20
Y-19	1.70	0.00	0.00	0.00	0.00	0.40	2.46	1.20
PL-Y1	2.30	0.00	0.00	0.00	2.03	0.00	4.09	1.95
PL-Y2	2.30	0.00	0.00	0.00	2.03	1.00	5.13	2.17
PL-Y3	2.30	0.00	0.00	0.00	0.90	0.00	3.35	1.71
PL-Y4	2.30	0.00	0.00	0.00	0.90	1.00	4.40	1.93

Fuente Propia

Cargas Indirectas

- ✓ En losas aligeradas – Pisos Típicos y Azotea

Peso del Aligerado: $W_D = 0.300 \text{ ton/m}^2$

Peso de los acabados: $W_D = 0.100 \text{ ton/m}^2$

Carga Muerta: $W_D = 0.400 \text{ ton/m}^2$

Carga Viva: $W_L = 0.200 \text{ ton/m}^2$

Carga Viva (Azotea): $W_L = 0.100 \text{ ton/m}^2$

- ✓ En losa Maciza – Pisos Típicos y Azotea

Peso del Aligerado: $W_D = 0.480 \text{ ton/m}^2$

Peso de los acabados: $W_D = 0.100 \text{ ton/m}^2$

Carga Muerta: $W_D = 0.680 \text{ ton/m}^2$

Carga Viva: $W_L = 0.200 \text{ ton/m}^2$

Carga Viva (Azotea): $W_L = 0.100 \text{ ton/m}^2$

A continuación, detallaremos las cargas indirectas en el muro X-02, y luego se muestra una tabla resumen de las cargas indirectas que recaen en los demás muros portantes.

Peso Típico: $PD = 7.03 \times 0.400 = 2.81 \text{ ton}$

$PL = 7.03 \times 0.200 = 1.41 \text{ ton}$

Peso Azotea: $PD = 7.03 \times 0.400 = 2.81 \text{ ton}$

$PL = 7.03 \times 0.100 = 0.70 \text{ ton}$

Tabla 11. *Resumen de Cargas Indirectas en los Muros Portantes de "X"*

MURO	At (alig.) m ²	pisos típicos		azotea	
		PD tonnef	PL tonnef	PD tonnef	PL tonnef
X-01	7.03	2.81	1.41	2.81	0.70
X-02	7.03	2.81	1.41	2.81	0.70
X-03	7.16	2.86	1.43	2.86	0.72
X-04	7.16	2.86	1.43	2.86	0.72
X-05	7.60	3.04	1.52	3.04	0.76
X-06	7.60	3.04	1.52	3.04	0.76
X-07	10.93	4.37	2.19	4.37	1.09
X-08	10.93	4.37	2.19	4.37	1.09
X-09	6.58	2.63	1.32	2.63	0.66
X-10	6.46	2.59	1.29	2.59	0.65
X-11	6.46	2.59	1.29	2.59	0.65
X-12	3.00	2.65	1.10	2.65	0.55
X-13	3.00	2.65	1.10	2.65	0.55
X-14	7.46	2.98	1.49	2.98	0.75
X-15	7.46	2.98	1.49	2.98	0.75
X-16	3.13	2.70	1.13	2.70	0.56
X-17	3.13	2.70	1.13	2.70	0.56
X-18	3.92	1.57	0.78	1.57	0.39
X-19	3.92	1.57	0.78	1.57	0.39
X-20	9.42	3.77	1.88	3.77	0.94
X-21	9.42	3.77	1.88	3.77	0.94
X-22	4.89	1.96	0.98	1.96	0.49
X-23	4.89	1.96	0.98	1.96	0.49
X-24	5.43	2.17	1.09	2.17	0.54
X-25	5.43	2.17	1.09	2.17	0.54
X-26	6.55	2.62	1.31	2.62	0.66
X-27	6.55	2.62	1.31	2.62	0.66
X-28	6.43	2.57	1.29	2.57	0.64
X-29	6.43	2.57	1.29	2.57	0.64
PL-X1	1.86	0.74	0.37	0.74	0.19
PL-X2	1.86	0.74	0.37	0.74	0.19

Fuente Propia

Tabla 12. Resumen de Cargas Indirectas en los Muros Portantes de "Y"

MURO	At (alig.) m2	pisos típicos		azotea	
		PD tonnef	PL tonnef	PD tonnef	PL tonnef
Y-01	2.43	0.97	0.49	0.97	0.24
Y-02	2.43	0.97	0.49	0.97	0.24
Y-03	4.23	1.69	0.85	1.69	0.42
Y-04	4.23	1.69	0.85	1.69	0.42
Y-05	2.98	1.19	0.60	1.19	0.30
Y-06	2.98	1.19	0.60	1.19	0.30
Y-07	2.95	1.18	0.59	1.18	0.30
Y-08	2.95	1.18	0.59	1.18	0.30
Y-09	2.14	0.86	0.43	0.86	0.21
Y-10	2.14	0.86	0.43	0.86	0.21
Y-11	5.91	2.37	1.18	2.37	0.59
Y-12	5.91	2.37	1.18	2.37	0.59
Y-13	2.94	1.18	0.59	1.18	0.29
Y-14	2.94	1.18	0.59	1.18	0.29
Y-15	2.50	1.00	0.50	1.00	0.25
Y-16	1.55	0.62	0.31	0.62	0.16
Y-17	1.55	0.62	0.31	0.62	0.16
Y-18	1.18	0.47	0.24	0.47	0.12
Y-19	1.18	0.47	0.24	0.47	0.12
PL-Y1	2.04	0.82	0.41	0.82	0.20
PL-Y2	2.04	0.82	0.41	0.82	0.20
PL-Y3	2.34	0.94	0.47	0.94	0.23
PL-Y4	2.34	0.94	0.47	0.94	0.23

Fuente Propia

Cargas por Nivel en cada muro:

Realizamos la suma de las cargas directas y las cargas indirectas para obtener las cargas por cada nivel, para ello tomamos como ejemplo el muro X-02.

Peso Típico: $PD = 4.67 + 2.81 = 7.48$ ton, y $PL = 1.41$ ton

$$PM = PD + PL = 7.48 + 1.41 = 8.89 \text{ ton.}$$

Peso Azotea: $PD = 2.42 + 2.81 = 5.23$ ton, y $PL = 0.7$ ton

$$PM = PD + PL = 5.23 + 0.70 = 5.93 \text{ ton.}$$

A continuación, se muestran unas tablas donde se resumen estos cálculos a cada muro portante de la edificación.

Tabla 13. Resumen de Cargas por Nivel en los Muros Portantes "X"

MURO	piso típico		azotea		piso típico	azotea
	PD	PL	PD	PL	PD+PL	PD+PL
X-01	7.48	1.41	5.23	0.70	8.89	5.93
X-02	7.48	1.41	5.23	0.70	8.89	5.93
X-03	5.89	1.43	4.20	0.72	7.32	4.92
X-04	5.89	1.43	4.20	0.72	7.32	4.92
X-05	6.01	1.52	4.67	0.76	7.53	5.43
X-06	6.53	1.52	4.92	0.76	8.05	5.68
X-07	7.36	2.19	6.23	1.09	9.55	7.33
X-08	7.36	2.19	6.23	1.09	9.55	7.33
X-09	4.42	1.32	3.60	0.66	5.73	4.26
X-10	5.80	1.29	4.47	0.65	7.10	5.12
X-11	6.20	1.29	4.60	0.65	7.49	5.24
X-12	4.31	1.10	3.77	0.55	5.41	4.33
X-13	4.31	1.10	3.77	0.55	5.41	4.33
X-14	6.23	1.49	4.90	0.75	7.72	5.65
X-15	6.63	1.49	5.03	0.75	8.12	5.77
X-16	4.61	1.13	4.03	0.56	5.73	4.59
X-17	4.61	1.13	4.03	0.56	5.73	4.59
X-18	2.97	0.78	2.49	0.39	3.76	2.88
X-19	2.97	0.78	2.49	0.39	3.76	2.88
X-20	6.72	1.88	5.55	0.94	8.61	6.50
X-21	6.72	1.88	5.55	0.94	8.61	6.50
X-22	3.58	0.98	2.96	0.49	4.56	3.45
X-23	3.98	0.98	3.08	0.49	4.96	3.57
X-24	4.44	1.09	3.35	0.54	5.53	3.89
X-25	4.44	1.09	3.35	0.54	5.53	3.89
X-26	5.36	1.31	3.78	0.66	6.67	4.44
X-27	5.36	1.31	3.78	0.66	6.67	4.44
X-28	7.25	1.29	4.99	0.64	8.53	5.64
X-29	7.25	1.29	4.99	0.64	8.53	5.64
PL-X1	2.99	0.37	1.94	0.19	3.36	2.13
PL-X2	2.99	0.37	1.94	0.19	3.36	2.13

Fuente Propia

Tabla 14. Resumen de Cargas por Nivel en los Muros Portantes "Y"

MURO	piso típico		azotea		piso típico	azotea
	PD	PL	PD	PL	PD+PL	PD+PL
Y-01	4.84	0.49	3.02	0.24	5.33	3.26
Y-02	4.84	0.49	3.02	0.24	5.33	3.26
Y-03	5.63	0.85	3.93	0.42	6.48	4.35
Y-04	5.63	0.85	3.93	0.42	6.48	4.35
Y-05	4.33	0.60	2.85	0.30	4.92	3.15
Y-06	4.33	0.60	2.85	0.30	4.92	3.15
Y-07	5.89	0.59	4.02	0.30	6.48	4.31
Y-08	6.12	0.59	4.24	0.30	6.71	4.53
Y-09	4.93	0.43	2.66	0.21	5.36	2.87
Y-10	4.93	0.43	2.66	0.21	5.36	2.87
Y-11	8.13	1.18	5.72	0.59	9.32	6.31
Y-12	8.13	1.18	5.72	0.59	9.32	6.31
Y-13	4.20	0.59	2.78	0.29	4.79	3.08
Y-14	5.47	0.59	3.22	0.29	6.06	3.52
Y-15	4.41	0.50	2.72	0.25	4.91	2.97
Y-16	3.23	0.31	1.83	0.16	3.54	1.99
Y-17	3.23	0.31	1.83	0.16	3.54	1.99
Y-18	2.93	0.24	1.67	0.12	3.16	1.79
Y-19	2.93	0.24	1.67	0.12	3.16	1.79
PL-Y1	4.90	0.41	2.77	0.20	5.31	2.98
PL-Y2	5.95	0.41	2.99	0.20	6.36	3.20
PL-Y3	4.29	0.47	2.64	0.23	4.75	2.87
PL-Y4	5.31	0.47	2.85	0.23	5.77	3.08

Fuente Propia

Cargas Acumuladas:

Realizamos la suma de las cargas por cada nivel acumulando las cargas hasta llegar al primer nivel. Estas cargas representan a las cargas axiales con el 100% de la carga muerta (PD) y el 100% de la carga viva (PL), para ello tomamos como ejemplo el muro X-02.

En el Piso 5: $P_5 = P(\text{Azotea}) = 5.93 \text{ ton.}$

En el Piso 4: $P_4 = P(\text{Típico}) + P_5 = 8.89 + 5.93 = 14.82 \text{ ton.}$

En el Piso 3: $P_3 = P(\text{Típico}) + P_4 = 8.89 + 14.82 = 23.71 \text{ ton.}$

En el Piso 2: $P_2 = P(\text{Típico}) + P_3 = 8.89 + 23.71 = 32.60 \text{ ton.}$

En el Piso 1: $P_1 = P(\text{Típico}) + P_2 = 8.89 + 32.60 = 41.49 \text{ ton.}$

Por lo tanto, el muro X-02, tiene una carga axial igual a $P_m = 41.49 \text{ ton.}$

A continuación, se muestran unas tablas donde se resumen estos cálculos a cada muro portante de la edificación.

Tabla 15. Resumen de Cargas por Acumuladas en los Muros Portantes "X"

MURO	L m	azotea tonnef	piso típico tonnef	Piso 5 tonnef	Piso 4 tonnef	Piso 3 tonnef	Piso 2 tonnef	Piso1 tonnef
X-01	5.78	5.93	8.89	5.93	14.82	23.71	32.60	41.49
X-02	5.78	5.93	8.89	5.93	14.82	23.71	32.60	41.49
X-03	2.68	4.92	7.32	4.92	12.24	19.56	26.87	34.19
X-04	2.68	4.92	7.32	4.92	12.24	19.56	26.87	34.19
X-05	3.55	5.43	7.53	5.43	12.95	20.48	28.00	35.53
X-06	3.55	5.68	8.05	5.68	13.72	21.77	29.82	37.87
X-07	3.43	7.33	9.55	7.33	16.87	26.42	35.96	45.51
X-08	3.43	7.33	9.55	7.33	16.87	26.42	35.96	45.51
X-09	2.48	4.26	5.73	4.26	9.99	15.72	21.45	27.18
X-10	3.55	5.12	7.10	5.12	12.22	19.31	26.41	33.51
X-11	3.55	5.24	7.49	5.24	12.74	20.23	27.73	35.22
X-12	1.63	4.33	5.41	4.33	9.74	15.15	20.56	25.97
X-13	1.63	4.33	5.41	4.33	9.74	15.15	20.56	25.97
X-14	3.55	5.65	7.72	5.65	13.37	21.10	28.82	36.54
X-15	3.55	5.77	8.12	5.77	13.89	22.02	30.14	38.26
X-16	1.75	4.59	5.73	4.59	10.32	16.05	21.78	27.52
X-17	1.75	4.59	5.73	4.59	10.32	16.05	21.78	27.52
X-18	1.48	2.88	3.76	2.88	6.64	10.39	14.15	17.91
X-19	1.48	2.88	3.76	2.88	6.64	10.39	14.15	17.91
X-20	3.55	6.50	8.61	6.50	15.10	23.71	32.31	40.92
X-21	3.55	6.50	8.61	6.50	15.10	23.71	32.31	40.92
X-22	1.48	3.45	4.56	3.45	8.01	12.57	17.13	21.69
X-23	1.48	3.57	4.96	3.57	8.53	13.49	18.44	23.40
X-24	2.60	3.89	5.53	3.89	9.41	14.94	20.46	25.99
X-25	2.60	3.89	5.53	3.89	9.41	14.94	20.46	25.99
X-26	2.35	4.44	6.67	4.44	11.11	17.78	24.45	31.12
X-27	2.35	4.44	6.67	4.44	11.11	17.78	24.45	31.12
X-28	5.78	5.64	8.53	5.64	14.17	22.70	31.24	39.77
X-29	5.78	5.64	8.53	5.64	14.17	22.70	31.24	39.77
PL-X1	2.48	2.13	3.36	2.13	5.49	8.86	12.22	15.58
PL-X2	2.48	2.13	3.36	2.13	5.49	8.86	12.22	15.58

Fuente Propia

Tabla 16. Resumen de Cargas por Acumuladas en los Muros Portantes "Y"

MURO	L m	azotea tonnef	piso típico tonnef	Piso 5 tonnef	Piso 4 tonnef	Piso 3 tonnef	Piso 2 tonnef	Piso1 tonnef
Y-01	2.73	3.26	5.33	3.26	8.59	13.91	19.24	24.57
Y-02	2.73	3.26	5.33	3.26	8.59	13.91	19.24	24.57
Y-03	3.13	4.35	6.48	4.35	10.82	17.30	23.78	30.25
Y-04	3.13	4.35	6.48	4.35	10.82	17.30	23.78	30.25
Y-05	2.23	3.15	4.92	3.15	8.07	12.99	17.91	22.83
Y-06	2.23	3.15	4.92	3.15	8.07	12.99	17.91	22.83
Y-07	3.13	4.31	6.48	4.31	10.80	17.28	23.77	30.25
Y-08	3.13	4.53	6.71	4.53	11.24	17.94	24.65	31.35
Y-09	2.03	2.87	5.36	2.87	8.23	13.59	18.94	24.30
Y-10	2.03	2.87	5.36	2.87	8.23	13.59	18.94	24.30
Y-11	4.43	6.31	9.32	6.31	15.63	24.94	34.26	43.58
Y-12	4.43	6.31	9.32	6.31	15.63	24.94	34.26	43.58
Y-13	2.13	3.08	4.79	3.08	7.87	12.66	17.45	22.24
Y-14	2.13	3.52	6.06	3.52	9.58	15.64	21.69	27.75
Y-15	2.28	2.97	4.91	2.97	7.88	12.78	17.69	22.60
Y-16	1.65	1.99	3.54	1.99	5.53	9.07	12.61	16.14
Y-17	1.65	1.99	3.54	1.99	5.53	9.07	12.61	16.14
Y-18	1.70	1.79	3.16	1.79	4.95	8.12	11.28	14.45
Y-19	1.70	1.79	3.16	1.79	4.95	8.12	11.28	14.45
PL-Y1	2.28	2.98	5.31	2.98	8.29	13.60	18.92	24.23
PL-Y2	2.28	3.20	6.36	3.20	9.56	15.92	22.28	28.64
PL-Y3	2.28	2.87	4.75	2.87	7.63	12.38	17.13	21.89
PL-Y4	2.28	3.08	5.77	3.08	8.86	14.63	20.41	26.18

Fuente Propia

4.3.2.4 Esfuerzo Axial a Compresión

Según el capítulo 7 de la norma E.070, Artículo 19.1: para un muro portante el esfuerzo axial máximo debe cumplir lo siguiente:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L * t} \leq 0.2f'm * \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] < 0.15 * f'm$$

Donde:

L= longitud del muro

t= espesor del muro

Pm= 100%Carga Muerta + 100%Carga Viva

Para el muro X-02, Tenemos:

$$\sigma_{act.} = \frac{P_m}{L * t} = \frac{41.49}{5.78 * 0.13} = 55.22 \frac{ton}{m^2} = 5.22 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma_{perm.1} = 0.2f'm * \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] = 0.2 * 85 * \left[1 - \left(\frac{2.40}{35 * 0.13} \right)^2 \right] = 12.27 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{\sigma_{act.}}{\sigma_{perm.1}} = \frac{5.22}{12.27} = 0.45 < 1.00 \dots \dots \text{Cumple}$$

$$\sigma_{perm.2} = 0.15f'm = 0.15 \times 85 = 12.75 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\frac{\sigma_{act.}}{\sigma_{perm.2}} = \frac{5.92}{12.75} = 0.43 < 1.00 \dots \dots \text{Cumple}$$

Para los demás muros portantes, tenemos:

Tabla 17. Resumen de Esfuerzos Axiales en los Muros Portantes "X"

DIRECCION X-X							
MURO	L (m)	t (m)	P _m (kgf)	σ _m (kgf/cm ²)	$0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (kgf/cm ²)	$\sigma_m \leq 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$	$\sigma_m \leq 0.15 * f'_m$
X-01	5.78	0.13	41487.97	5.52	12.27	Cumple	Cumple
X-02	5.78	0.13	41487.97	5.52	12.27	Cumple	Cumple
X-03	2.68	0.13	34192.17	9.81	12.27	Cumple	Cumple
X-04	2.68	0.13	34192.17	9.81	12.27	Cumple	Cumple
X-05	3.55	0.13	35528.42	7.70	12.27	Cumple	Cumple
X-06	3.55	0.13	37866.82	8.21	12.27	Cumple	Cumple
X-07	3.43	0.13	45508.74	10.21	12.27	Cumple	Cumple
X-08	3.43	0.13	45508.74	10.21	12.27	Cumple	Cumple
X-09	2.48	0.13	27180.66	8.43	12.27	Cumple	Cumple
X-10	3.55	0.13	33507.33	7.26	12.27	Cumple	Cumple
X-11	3.55	0.13	35221.73	7.63	12.27	Cumple	Cumple
X-12	1.63	0.13	25970.01	12.26	12.27	Cumple	Cumple
X-13	1.63	0.13	25970.01	12.26	12.27	Cumple	Cumple
X-14	3.55	0.13	36544.05	7.92	12.27	Cumple	Cumple
X-15	3.55	0.13	38258.45	8.29	12.27	Cumple	Cumple
X-16	1.75	0.13	27515.75	12.09	12.27	Cumple	Cumple
X-17	1.75	0.13	27515.75	12.09	12.27	Cumple	Cumple
X-18	1.48	0.13	17907.52	9.31	12.27	Cumple	Cumple
X-19	1.48	0.13	17907.52	9.31	12.27	Cumple	Cumple
X-20	3.55	0.13	40918.20	8.87	12.27	Cumple	Cumple
X-21	3.55	0.13	40918.20	8.87	12.27	Cumple	Cumple
X-22	1.48	0.13	21687.73	11.27	12.27	Cumple	Cumple
X-23	1.48	0.13	23402.13	12.16	12.27	Cumple	Cumple
X-24	2.60	0.13	25989.35	7.69	12.27	Cumple	Cumple
X-25	2.60	0.13	25989.35	7.69	12.27	Cumple	Cumple
X-26	2.35	0.13	31120.14	10.19	12.27	Cumple	Cumple
X-27	2.35	0.13	31120.14	10.19	12.27	Cumple	Cumple
X-28	5.78	0.13	39767.40	5.29	12.27	Cumple	Cumple
X-29	5.78	0.13	39767.40	5.29	12.27	Cumple	Cumple
PL-X1	2.48	0.66	15582.10	0.95	16.82	Cumple	Cumple
PL-X2	2.48	0.66	15582.10	0.95	16.82	Cumple	Cumple

Fuente Propia

Tabla 18. Resumen de Esfuerzos Axiales en los Muros Portantes “Y”

DIRECCION Y-Y							
MURO	L (m)	t (m)	P _m (kgf)	σ _m (kgf/cm ²)	$0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (kgf/cm ²)	$\sigma_m \leq 0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$	$\sigma_m \leq 0.15 * f'_m$
Y-01	2.95	0.23	24565.68	3.62	15.49	Cumple	Cumple
Y-02	2.95	0.23	24565.68	3.62	15.49	Cumple	Cumple
Y-03	3.13	0.23	30251.88	4.20	15.49	Cumple	Cumple
Y-04	3.13	0.23	30251.88	4.20	15.49	Cumple	Cumple
Y-05	2.23	0.23	22831.85	4.45	15.49	Cumple	Cumple
Y-06	2.23	0.23	22831.85	4.45	15.49	Cumple	Cumple
Y-07	3.13	0.23	30250.14	4.20	15.49	Cumple	Cumple
Y-08	3.13	0.23	31354.14	4.36	15.49	Cumple	Cumple
Y-09	2.25	0.23	24300.40	4.70	15.49	Cumple	Cumple
Y-10	2.25	0.23	24300.40	4.70	15.49	Cumple	Cumple
Y-11	4.43	0.23	43576.28	4.28	15.49	Cumple	Cumple
Y-12	4.43	0.23	43576.28	4.28	15.49	Cumple	Cumple
Y-13	2.13	0.23	22244.38	4.54	15.49	Cumple	Cumple
Y-14	2.13	0.23	27753.18	5.67	15.49	Cumple	Cumple
Y-15	2.28	0.23	22595.52	4.31	15.49	Cumple	Cumple
Y-16	1.65	0.23	16144.47	4.25	15.49	Cumple	Cumple
Y-17	1.65	0.23	16144.47	4.25	15.49	Cumple	Cumple
Y-18	1.70	0.23	14446.16	3.69	15.49	Cumple	Cumple
Y-19	1.70	0.23	14446.16	3.69	15.49	Cumple	Cumple
PL-Y1	2.30	0.66	24231.29	1.60	16.82	Cumple	Cumple
PL-Y2	2.30	0.66	28636.09	1.89	16.82	Cumple	Cumple
PL-Y3	2.30	0.66	21885.03	1.44	16.82	Cumple	Cumple
PL-Y4	2.30	0.66	26180.73	1.72	16.82	Cumple	Cumple

Fuente Propia

4.3.3 Análisis por Cargas Laterales

Modelo estructural de pórtico plano:

Cada muro se considerará como una columna ancha y se diseñará como elemento lineal. Para determinar las propiedades seccionales de un muro se utilizará la siguiente formula:

$$B = \left\{ \begin{array}{l} 6t \\ \frac{L}{4} \end{array} \right\} \leq \frac{L}{2}$$

Según el capítulo 8 de la norma E.070, Artículo 24.7: el módulo de elasticidad (Em) y el módulo de corte (Gm) para la albañilería se considerará como sigue:

- ✓ f'm= 85 kg/cm²
- ✓ f'c= 210 kg/ cm²
- ✓ Módulo de elasticidad del concreto Ec= 15000*√f'c
- ✓ Módulo de elasticidad de la albañilería Em= 500*f'm
- ✓ n=Ec/Em

Cálculo de las propiedades seccionales de muro X-02:

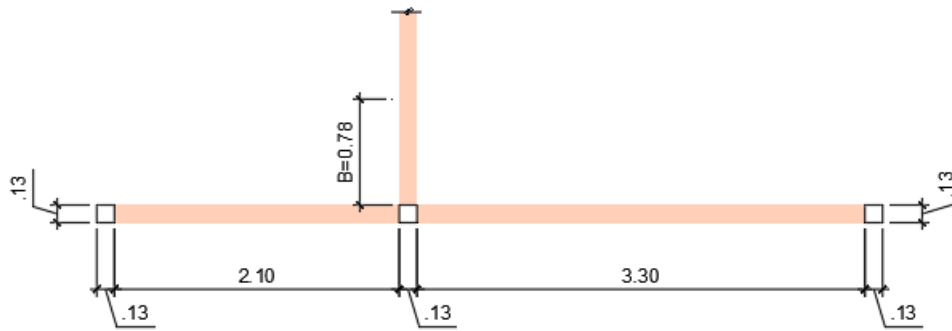


Figura 11. Sección Real del Muro X-02
Fuente. Propia

$$n = \frac{E_c}{E_m} = \frac{217,370.65}{42,500} = 5.11$$

$$L = n \times t = 0.13 \times 5.11 = 0.67\text{m}$$

$$B = 6 \times t = 6 \times 0.13 = 0.78\text{m} \text{ ó } L/4 = 3.00/4 = 0.75\text{m} \rightarrow B=0.78\text{m}$$

Con estos valores modificamos la sección real del muro, cambiando las columnas de 0.13x0.13 de concreto armado, transformándolas a albañilería con una longitud igual a 0.67m, y también se considera el aporte del muro transversal que llega al muro en análisis, en este caso se considera una longitud igual a B=0.78m, realizando estos cambios se obtiene una sección transformada del muro.

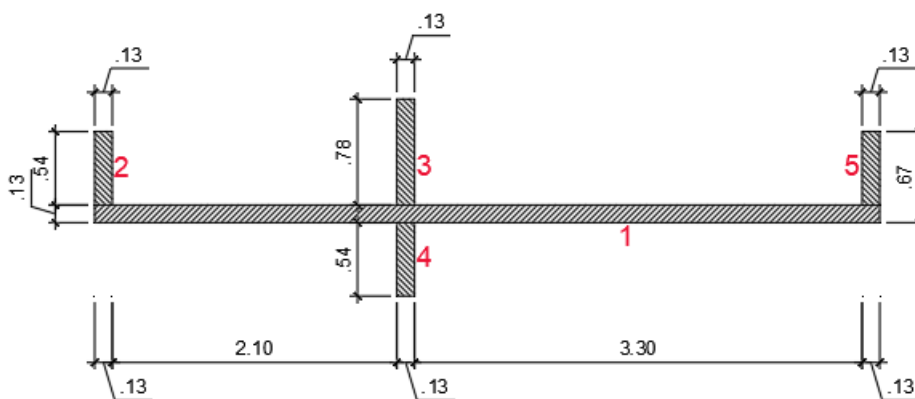


Figura 12. Sección Transformada del Muro X-02
Fuente. Propia

Luego de obtener la sección transformada del muro X-02, procedemos a encontrar sus propiedades geométricas:

Tabla 19. Cálculo del Centroide y Momento de Inercia del muro "X-02"

SECCION	b m	h m	A m ²	X m	AX m ²	X-Xcg m	d ² m ²	Ad ² m ²	I _o m ⁴	I=I _o +Ad ² m ⁴
1	5.780	0.130	0.751	2.890	2.172	0.097	0.009	0.007	2.091923	2.099
2	0.130	0.540	0.070	0.065	0.005	-2.728	7.443	0.522	0.000099	0.523
3	0.130	0.780	0.101	2.290	0.232	-0.503	0.253	0.026	0.000143	0.026
4	0.130	0.540	0.070	2.290	0.161	-0.503	0.253	0.018	0.000099	0.018
5	0.130	0.540	0.070	5.715	0.401	2.922	8.537	0.599	0.000099	0.599
			1.063		2.970					3.2646

Fuente. Propia

$$X_{c.g.} = \frac{\sum AX}{\sum A} = \frac{2.970}{1.063} = 2.79m$$

$$I_3 = \sum (I_o + Ad^2) = 3.2646 m^4$$

$$A_2 = 5.78 * 0.13 = 0.7514 m^2$$

Tabla 20. Propiedades Geométricas de los Muros en la Dirección "Y"

MURO	t m	l m	X c.g. m	Atotal m ²	A2 m ²	I3 m ⁴
Y-01	0.23	2.73	1.51	0.9817	0.6279	0.9684
Y-02	0.23	2.73	1.51	0.9817	0.6279	0.9684
Y-03	0.23	3.13	1.31	1.1678	0.7199	1.5175
Y-04	0.23	3.13	1.31	1.1678	0.7199	1.5175
Y-05	0.23	2.23	0.72	1.2182	0.5129	0.8000
Y-06	0.23	2.23	0.72	1.2182	0.5129	0.8000
Y-07	0.23	3.13	1.69	1.0567	0.7199	1.3283
Y-08	0.23	3.13	1.69	1.0567	0.7199	1.3283
Y-09	0.23	2.03	0.90	0.8141	0.4669	0.4628
Y-10	0.23	2.03	0.90	0.8141	0.4669	0.4628
Y-11	0.23	4.43	2.49	1.4538	1.0189	3.5636
Y-12	0.23	4.43	2.49	1.4538	1.0189	3.5636
Y-13	0.23	2.13	1.45	1.1952	0.4899	0.7148
Y-14	0.23	2.13	1.45	1.1952	0.4899	0.7148
Y-15	0.23	2.28	1.14	0.7702	0.5244	0.5115
Y-16	0.23	1.65	0.83	0.6253	0.3795	0.2284
Y-17	0.23	1.65	0.83	0.6253	0.3795	0.2284
Y-18	0.23	1.70	0.76	0.7187	0.3910	0.2908
Y-19	0.23	1.70	0.76	0.7187	0.3910	0.2908
PL-Y1	0.13	2.28	1.10	0.3172	0.2964	0.1349
PL-Y2	0.13	2.28	1.10	0.3172	0.2964	0.1349
PL-Y3	0.13	2.28	1.21	0.3172	0.2964	0.1509
PL-Y4	0.13	2.28	1.21	0.3172	0.2964	0.1509

Fuente. Propia

Tabla 21. *Propiedades Geométricas de los Muros en la Dirección "X"*

MURO	t m	l m	X c.g. m	Atotal m²	A2 m²	I3 m⁴
X-01	0.13	5.78	2.79	1.0634	0.7514	3.2646
X-02	0.13	5.78	2.79	1.0634	0.7514	3.2646
X-03	0.13	2.68	1.34	0.4888	0.3484	0.4370
X-04	0.13	2.68	1.34	0.4888	0.3484	0.4370
X-05	0.13	3.55	1.17	0.9555	0.4615	1.5081
X-06	0.13	3.55	1.17	0.9555	0.4615	1.5081
X-07	0.13	3.43	0.78	1.4528	0.4453	1.9340
X-08	0.13	3.43	0.78	1.4528	0.4453	1.9340
X-09	0.13	2.48	1.24	0.4628	0.3224	0.3593
X-10	0.13	3.55	1.78	0.6025	0.4615	0.8987
X-11	0.13	3.55	1.78	0.6025	0.4615	0.8987
X-12	0.13	1.63	0.98	0.4537	0.2119	0.1705
X-13	0.13	1.63	0.98	0.4537	0.2119	0.1705
X-14	0.13	3.55	1.78	0.6026	0.4615	0.8987
X-15	0.13	3.55	1.78	0.6026	0.4615	0.8987
X-16	0.13	1.75	0.88	0.3679	0.2275	0.1504
X-17	0.13	1.75	0.88	0.3679	0.2275	0.1504
X-18	0.13	1.48	0.74	0.3331	0.1924	0.0997
X-19	0.13	1.48	0.74	0.3331	0.1924	0.0997
X-20	0.13	3.55	0.99	1.1213	0.4615	1.7169
X-21	0.13	3.55	0.99	1.1213	0.4615	1.7169
X-22	0.13	1.48	0.90	0.4345	0.1924	0.1354
X-23	0.13	1.48	0.90	0.4345	0.1924	0.1354
X-24	0.13	2.60	0.88	0.7515	0.3380	0.6476
X-25	0.13	2.60	0.88	0.7515	0.3380	0.6476
X-26	0.13	2.35	1.18	0.4465	0.3055	0.3155
X-27	0.13	2.35	1.18	0.4465	0.3055	0.3155
X-28	0.13	5.78	3.00	1.1018	0.7514	3.2741
X-29	0.13	5.78	3.00	1.1018	0.7514	3.2741
PL-X1	0.13	2.48	1.24	0.3640	0.3224	0.2227
PL-X2	0.13	2.48	1.24	0.3640	0.3224	0.2227

Fuente. Propia

4.3.4 Peso de la Edificación

Para determinar el peso de la edificación, la norma E030 en su art.26 nos indica que se toma el 100% de la carga muerta y el 25% de la carga viva (por pertenecer la edificación a la categoría C).

Tabla 22. Resumen de Cargas "PD+0.25PL" en los Muros Portantes "X"

MURO	piso típico		azotea		piso típico	azotea
	PD	PL	PD	PL	PD+0.25PL	PD+0.25PL
X-01	7.48	1.41	5.23	0.70	7.83	5.41
X-02	7.48	1.41	5.23	0.70	7.83	5.41
X-03	5.89	1.43	4.20	0.72	6.24	4.38
X-04	5.89	1.43	4.20	0.72	6.24	4.38
X-05	6.01	1.52	4.67	0.76	6.39	4.86
X-06	6.53	1.52	4.92	0.76	6.91	5.11
X-07	7.36	2.19	6.23	1.09	7.91	6.51
X-08	7.36	2.19	6.23	1.09	7.91	6.51
X-09	4.42	1.32	3.60	0.66	4.74	3.76
X-10	5.80	1.29	4.47	0.65	6.13	4.63
X-11	6.20	1.29	4.60	0.65	6.52	4.76
X-12	4.31	1.10	3.77	0.55	4.59	3.91
X-13	4.31	1.10	3.77	0.55	4.59	3.91
X-14	6.23	1.49	4.90	0.75	6.61	5.09
X-15	6.63	1.49	5.03	0.75	7.00	5.21
X-16	4.61	1.13	4.03	0.56	4.89	4.17
X-17	4.61	1.13	4.03	0.56	4.89	4.17
X-18	2.97	0.78	2.49	0.39	3.17	2.58
X-19	2.97	0.78	2.49	0.39	3.17	2.58
X-20	6.72	1.88	5.55	0.94	7.19	5.79
X-21	6.72	1.88	5.55	0.94	7.19	5.79
X-22	3.58	0.98	2.96	0.49	3.83	3.08
X-23	3.98	0.98	3.08	0.49	4.22	3.21
X-24	4.44	1.09	3.35	0.54	4.71	3.48
X-25	4.44	1.09	3.35	0.54	4.71	3.48
X-26	5.36	1.31	3.78	0.66	5.69	3.95
X-27	5.36	1.31	3.78	0.66	5.69	3.95
X-28	7.25	1.29	4.99	0.64	7.57	5.16
X-29	7.25	1.29	4.99	0.64	7.57	5.16
PL-X1	2.99	0.37	1.94	0.19	3.08	1.99
PL-X2	2.99	0.37	1.94	0.19	3.08	1.99
					178.09	134.37

Fuente. Propia

Tabla 23. Resumen de Cargas "PD+0.25PL" en los Muros Portantes "Y"

MURO	piso típico		azotea		piso típico	azotea
	PD	PL	PD	PL	PD+0.25PL	PD+0.25PL
Y-01	4.84	0.49	3.02	0.24	4.96	3.08
Y-02	4.84	0.49	3.02	0.24	4.96	3.08
Y-03	5.63	0.85	3.93	0.42	5.84	4.03
Y-04	5.63	0.85	3.93	0.42	5.84	4.03
Y-05	4.33	0.60	2.85	0.30	4.47	2.92
Y-06	4.33	0.60	2.85	0.30	4.47	2.92
Y-07	5.89	0.59	4.02	0.30	6.04	4.09
Y-08	6.12	0.59	4.24	0.30	6.26	4.31
Y-09	4.93	0.43	2.66	0.21	5.04	2.71
Y-10	4.93	0.43	2.66	0.21	5.04	2.71
Y-11	8.13	1.18	5.72	0.59	8.43	5.87
Y-12	8.13	1.18	5.72	0.59	8.43	5.87
Y-13	4.20	0.59	2.78	0.29	4.35	2.86
Y-14	5.47	0.59	3.22	0.29	5.62	3.30
Y-15	4.41	0.50	2.72	0.25	4.53	2.78
Y-16	3.23	0.31	1.83	0.16	3.31	1.87
Y-17	3.23	0.31	1.83	0.16	3.31	1.87
Y-18	2.93	0.24	1.67	0.12	2.99	1.70
Y-19	2.93	0.24	1.67	0.12	2.99	1.70
PL-Y1	4.90	0.41	2.77	0.20	5.01	2.82
PL-Y2	5.95	0.41	2.99	0.20	6.05	3.04
PL-Y3	4.29	0.47	2.64	0.23	4.40	2.70
PL-Y4	5.31	0.47	2.85	0.23	5.42	2.91
					117.77	73.19

Fuente. Propia

Entonces el Peso de la Edificación será:

$$P_G = 178.09 \times 4 + 134.37 + 117.77 \times 4 + 73.19 = 1390.96 \text{ ton.}$$

4.3.5 Análisis Sísmico

Generalidades

El análisis sísmico de una estructura es una disciplina que debe realizarse en todo análisis estructural ya que el objetivo principal de este es determinar la respuesta de la estructura ante los eventos sísmicos que ocurren por naturaleza. El diseño de esta estructura debe cumplir las principales características:

Ante sismos leves:

- ✓ La estructura no debe tener deformaciones, fisuras o presentar algún colapso de la estructura.

Ante sismos moderados:

- ✓ La estructura debe tener la posibilidad de contar con daños que no excedan los límites considerados, para poder ser resanados sin problema alguno.

Ante sismos severos:

- ✓ La estructura debe ser lo suficientemente capaz de proteger la vida de las personas en las zonas seguras construidas.
Para este trabajo se empleó el programa SAP2000 versión 20.0.1, tomando en cuenta las disposiciones de la norma E.030 de Diseño Sismorresistente indicadas a continuación:
- ✓ La estructura considerada fue una edificación de cinco pisos, formando un modelo tridimensional, restringiendo el movimiento en la base de los elementos del primer piso de manera que sea un empotramiento para representar la cimentación del edificio.
- ✓ Los elementos se modelaron considerando su peso propio.
- ✓ Se especificaron las combinaciones de carga últimas para obtener la envolvente de cargas para el diseño de los elementos estructurales del edificio.
- ✓ Se definió que la edificación tendrá desplazamiento en las direcciones X e Y, y una rotación alrededor del eje Z.

Además, según la Norma E.030, se consideraron los siguientes parámetros sísmicos:

- ✓ **Factor de Zona (Z)**
La estructura se ubica en la provincia de Trujillo, según la tabla N° 1 del Artículo 5 se ubica en la Zona 4, por lo tanto, $Z = 0.45$.
- ✓ **Factor de Condiciones Geotécnicas (S y T_p)**
Según al artículo 6.2 se trata de un suelo tipo S3, obteniendo $S=1.10$.
Para un suelo S3 le corresponde un $T_p = 1.0s$ y un $T_I = 1.6 s$
- ✓ **Factor de Amplificación Sísmica (C)**
Se define como la variación de la respuesta de la estructura respecto a la aceleración del suelo y depende de sus características como de la estructura mediante la siguiente expresión del Artículo 7:
Se define $T = h_m/CT$, donde:
 T = periodo fundamental de vibración
 h_m = altura total de la edificación

CT= coeficiente según el tipo de edificación

Por lo cual tenemos que:

hm= 13.05m, CT= 60 (para edificios con muros portantes)

T= 13.15/60 =0.2175 s

Ya que el periodo fundamental T es menor que Tp, le corresponde un coeficiente de amplificación sísmica C de 2.50.

✓ **Factor de Uso (U)**

El edificio analizado cuenta con departamentos de vivienda y se clasifica como edificaciones comunes de categoría C, por lo que U = 1.0.

✓ **Coeficiente de Reducción Sísmica (R)**

$$R = R_0 \times I_a \times I_p$$

El factor Ro depende del sistema estructural empleado según la Tabla N° 6 del Artículo 12 de la norma E030. Por ser un edificio de muros portantes de albañilería confinada en ambos ejes, el factor de reducción es de Ro =3, sin embargo, para temas de diseño se considerará un factor Ro=6 debido a que se considerará un sismo moderado.

Los factores de Irregularidad en planta y en altura son iguales a 1, por no presentar ningún tipo de irregularidad.

4.3.6 Modelamiento en SAP2000

Para el modelamiento de la edificación se utilizó el software SAP2000 y se aplicó el método de pórticos planos, el cual utiliza las secciones transformadas de los muros como si fueran columnas. Del centroide de cada uno de los muros parten los brazos rígidos los cuales unen estos con las vigas para así formar la estructura.

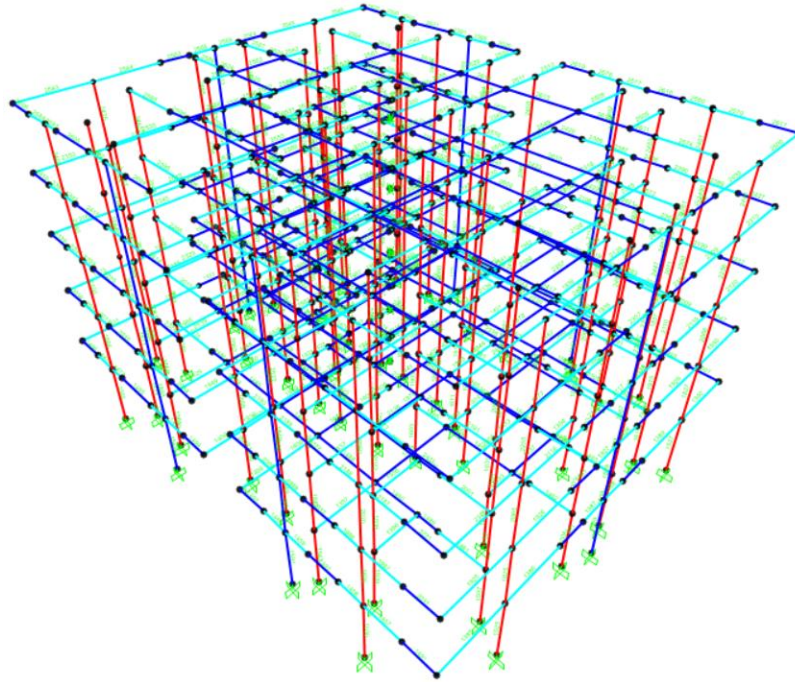


Figura 13. Análisis en SAP2000 – Visualización en 3D
Fuente. Propia

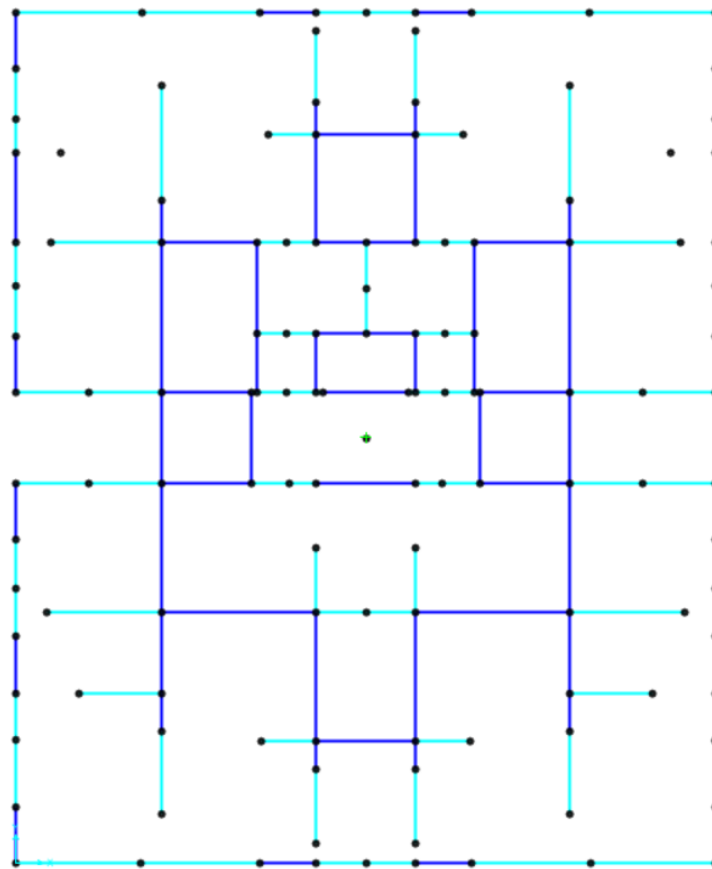


Figura 14. Análisis en SAP2000 – Visualización en Planta
Fuente. Propia

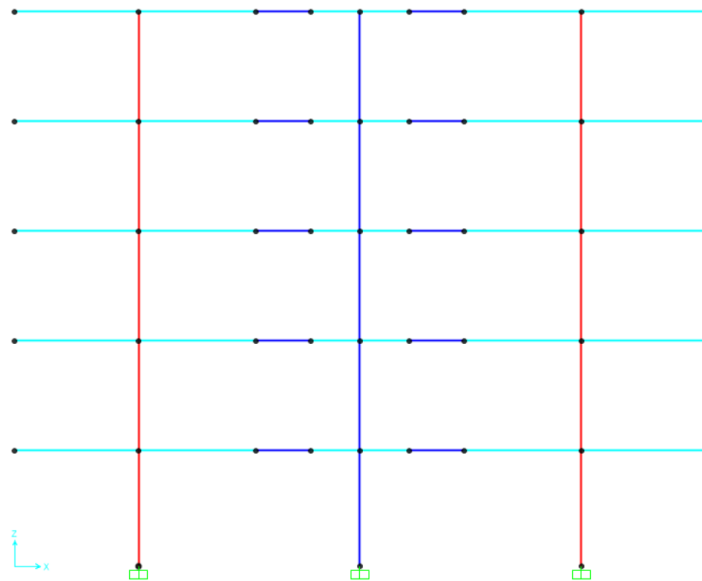


Figura 15. Análisis en SAP2000 – Visualización en Elevación – Eje Y1
Fuente. Propia

Rojo= muros de albañilería, Celeste= brazos rígidos, Azul= viga dintel.

a) Materiales

✓ Muros de albañilería:

Material Property Data	
General Data	
Material Name and Display Color	f _m = 85 kgf/cm ² ■
Material Type	Other
Material Grade	
Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	
Weight per Unit Volume	0.
Mass per Unit Volume	0.
Units	
	Kgf, m, C
Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	4.250E+08
Poisson, U	0.25
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	1.700E+08

Figura 16. Propiedades de los Muros de Albañilería
Fuente. Propia

✓ Brazo rígido:

Para los brazos rígidos se le colocó un módulo de elasticidad muy elevado: $E = 2 \times 10^{12}$, con el fin de que, como su nombre lo indica, sea muy rígido.

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: BR

Material Type: Other

Material Grade:

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0

Mass per Unit Volume: 0

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2.000E+12

Poisson, U: 0.15

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G: 8.696E+11

Figura 17. Propiedades de los Brazos Rígidos
Fuente. Propia

✓ **Vigas:**

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: f c = 210 kgf/cm2

Material Type: Concrete

Material Grade: f c 3000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 0

Mass per Unit Volume: 0

Units

Kgf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2.195E+09

Poisson, U: 0.15

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 9.543E+08

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f c: 2109208.9

Expected Concrete Compressive Strength: 2109208.9

Figura 18. Propiedades de las Vigas
Fuente. Propia

b) Secciones

✓ **Muros de albañilería**

Se utilizó las propiedades seccionales de cada muro, las cuales se obtienen de las secciones transformadas. La propiedad dependerá de los ejes locales de cada muro. En ambos casos se le asignará una constante torsional de casi 0.

Property Data

Section Name: X-02

Properties

Cross-section (axial) area	1.0834	Section modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	3.2846	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	1.000E-05	Plastic modulus about 3 axis	1.
Product of Inertia about 2-3	1.000E-05	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	0.7514	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	1.000E-05	Radius of Gyration about 2 axis	1.
Torsional constant	1.000E-05	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK Cancel

Figura 19. Propiedades Seccionales Muro X-02
Fuente. Propia

Property Data

Section Name: Y-02

Properties

Cross-section (axial) area	0.9817	Section modulus about 3 axis	1.
Moment of Inertia about 3 axis	1.000E-05	Section modulus about 2 axis	1.
Moment of Inertia about 2 axis	0.9684	Plastic modulus about 3 axis	1.
Product of Inertia about 2-3	1.000E-05	Plastic modulus about 2 axis	1.
Shear area in 2 direction	1.000E-05	Radius of Gyration about 3 axis	1.
Shear area in 3 direction	0.6279	Radius of Gyration about 2 axis	1.
Torsional constant	1.000E-05	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

OK Cancel

Figura 20. Propiedades Seccionales Muro Y-02
Fuente. Propia

✓ **Brazos rígidos y vigas dinteles**

Para ambos casos se colocaron las medidas predimensionadas y se le asignó su determinado material.

c) Fuerzas inerciales entrepiso

Para ubicar la fuerza inercial en cada entrepiso fue necesario determinar los 4 casos posibles, es decir, a una distancia positiva y negativa del centro de masa tanto en la dirección X como en Y. A esto se le denomina excentricidad accidental.

En la dirección x la distancia sería el 5% del ancho en esa dirección:

$$20.00 \text{ m} \times 0.05 = 1.00 \text{ m.}$$

En la dirección y la distancia sería el 5 % del ancho en esa dirección:

$$16.48 \text{ m} \times 0.05 = 0.83 \text{ m}$$

Para modelar los 4 casos hay dos opciones: desplazar el centro de masa a la dirección requerida con la fuerza inercial actuante, o dejar el centro de masa en su punto original y ubicar una fuerza a la distancia requerida con su respectivo momento. En este caso se decidió usar la segunda opción.

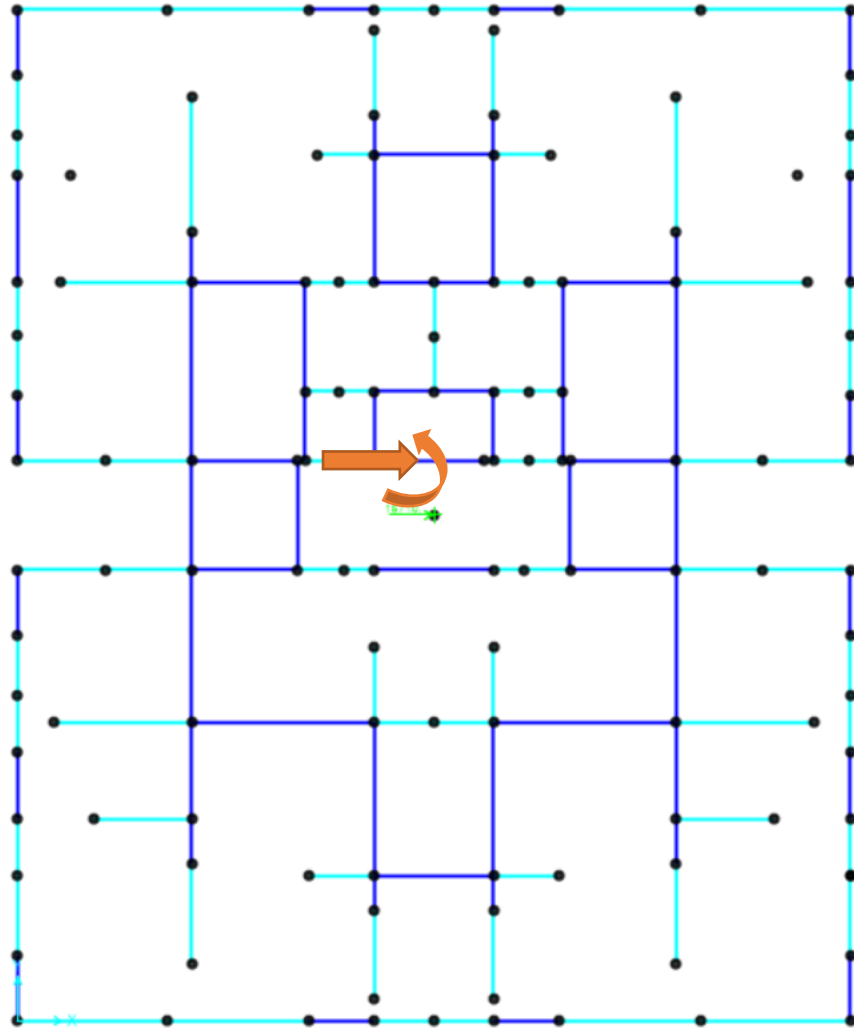


Figura 21. Fuerzas Inerciales aplicadas en el Centro de masas – Sismo en X
Fuente Propia

Tabla 24. *Fuerzas Inerciales por Sismo en X*

Sismo XX-1	F1(ton) =	21.84	M1(ton-m) =	-21.84
	F2(ton) =	43.26	M2 (ton-m)=	-43.26
	F3(ton) =	64.69	M3(ton-m) =	-64.69
	F4(ton) =	86.11	M4 (ton-m)=	-86.11
	F5(ton) =	70.98	M5 (ton-m)=	-70.98
Sismo XX-2	F1(ton) =	21.84	M1(ton-m) =	21.84
	F2(ton) =	43.26	M2 (ton-m)=	43.26
	F3(ton) =	64.69	M3(ton-m) =	64.69
	F4(ton) =	86.11	M4 (ton-m)=	86.11
	F5(ton) =	70.98	M5 (ton-m)=	70.98
Sismo XX-3	F1(ton) =	-21.84	M1(ton-m) =	21.84
	F2(ton) =	-43.26	M2 (ton-m)=	43.26
	F3(ton) =	-64.69	M3(ton-m) =	64.69
	F4(ton) =	-86.11	M4 (ton-m)=	86.11
	F5(ton) =	-70.98	M5 (ton-m)=	70.98
Sismo XX-4	F1(ton) =	-21.84	M1(ton-m) =	-21.84
	F2(ton) =	-43.26	M2 (ton-m)=	-43.26
	F3(ton) =	-64.69	M3(ton-m) =	-64.69
	F4(ton) =	-86.11	M4 (ton-m)=	-86.11
	F5(ton) =	-70.98	M5 (ton-m)=	-70.98

Fuente Propia

- ✓ Las fuerzas inerciales aplicados en el centro de masas en el modelo estructural en el software SAP2000, son las indicadas en la tabla anterior para el sismo en dirección "X".
- ✓ Los sismos "XX-1" y "XX-2", representan la dirección del sismo de izquierda a derecha (→).
- ✓ Los sismos "XX-3" y "XX-4", representan la dirección del sismo de derecha a izquierda (←).
- ✓ Los sismos "XX-1" y "XX-3", considera una excentricidad positiva.
- ✓ Los sismos "XX-2" y "XX-4", considera una excentricidad negativa.
- ✓ "Fi" y "Mi", representan las fuerzas inerciales aplicadas en cada diafragma rígido por nivel.

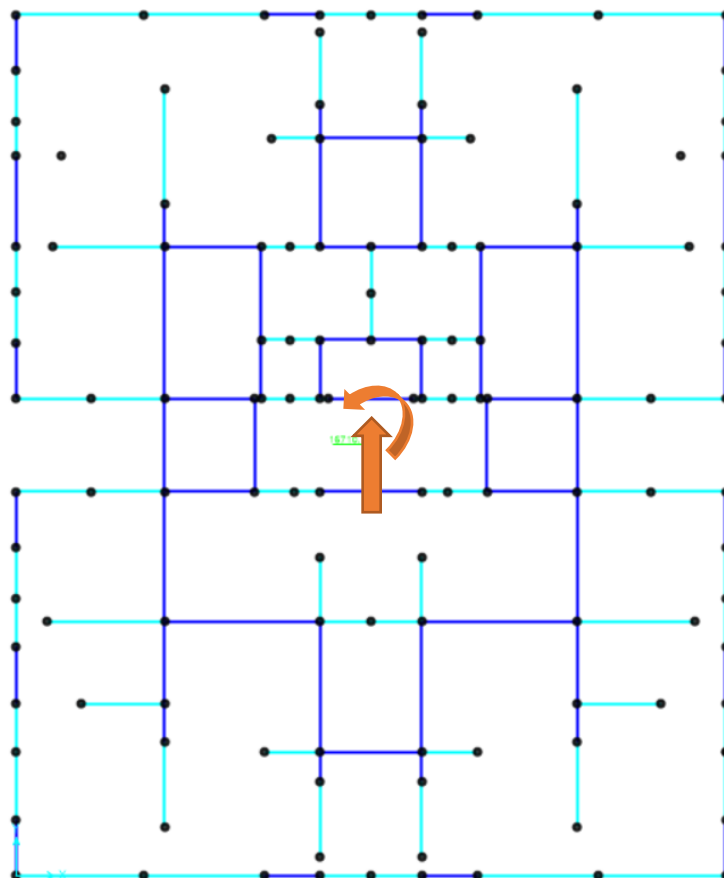


Figura 22. Fuerzas Inerciales aplicadas en el Centro de masas – Sismo en Y
Fuente Propia

Tabla 25. *Fuerzas Inerciales por Sismo en Y*

Sismo YY-1	F1(ton) =	21.84	M1(ton-m) =	-18.02
	F2(ton) =	43.26	M2 (ton-m)=	-35.69
	F3(ton) =	64.69	M3(ton-m) =	-53.37
	F4(ton) =	86.11	M4 (ton-m)=	-71.04
	F5(ton) =	70.98	M5 (ton-m)=	-58.56
Sismo YY-2	F1(ton) =	21.84	M1(ton-m) =	18.02
	F2(ton) =	43.26	M2 (ton-m)=	35.69
	F3(ton) =	64.69	M3(ton-m) =	53.37
	F4(ton) =	86.11	M4 (ton-m)=	71.04
	F5(ton) =	70.98	M5 (ton-m)=	58.56
Sismo YY-3	F1(ton) =	-21.84	M1(ton-m) =	18.02
	F2(ton) =	-43.26	M2 (ton-m)=	35.69
	F3(ton) =	-64.69	M3(ton-m) =	53.37
	F4(ton) =	-86.11	M4 (ton-m)=	71.04
	F5(ton) =	-70.98	M5 (ton-m)=	58.56
Sismo YY-4	F1(ton) =	-21.84	M1(ton-m) =	-18.02
	F2(ton) =	-43.26	M2 (ton-m)=	-35.69
	F3(ton) =	-64.69	M3(ton-m) =	-53.37
	F4(ton) =	-86.11	M4 (ton-m)=	-71.04
	F5(ton) =	-70.98	M5 (ton-m)=	-58.56

Fuente Propia

- ✓ Las fuerzas inerciales aplicados en el centro de masas en el modelo estructural en el software SAP2000, son las indicadas en la tabla anterior para el sismo en dirección “Y”.
- ✓ Los sismos “YY-1” y “YY-2”, representan la dirección del sismo de abajo hacia arriba.
- ✓ Los sismos “YY-3” y “YY-4”, representan la dirección del sismo de arriba hacia abajo.
- ✓ Los sismos “YY-1” y “YY-3”, considera una excentricidad positiva.
- ✓ Los sismos “YY-2” y “YY-4”, considera una excentricidad negativa.
- ✓ “Fi” y “Mi”, representan las fuerzas inerciales aplicadas en cada diafragma rígido por nivel.

4.3.7 Cálculo de la Cortante Basal

Según la Norma E030, Artículo 17.3: la fuerza cortante de la base del edificio en la dirección analizada se determina mediante la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUCSP}{R}$$

Tabla 26. Características de la Edificación

Z = Factor debido a la zona	Z	0.45
U = Factor debido al uso de la Edificación	U	1
S = Factor debido al tipo de Suelo	S	1.1
C = Coeficiente sísmico	C	2.5
P = Peso de la edificación	P	1390.96
R = Factor de reducción Sísmica	R	6

Fuente Propia

Siendo:

$$V = \frac{0.45 \times 1 \times 1.1 \times 2.5 \times 1064.27}{6} = 286.63 \text{ ton}$$

Distribución de la cortante basal de en altura.

Altura del entrepiso del edificio = 2.60 m

$$F_i = \frac{W_i \times h_i}{\sum W_i \times h_i} V$$

Tabla 27. *Calculo de las Fuerzas Inerciales Fi*

Nivel	hi m	Wi tonnef	Wi•hi tonnef•m	Sismo Moderado		Sismo Severo
				Fi tonnef	Vi tonnef	VEi tonnef
5	13.05	150.75	1967.28	70.98	70.98	141.97
4	10.45	228.38	2386.58	86.11	157.10	314.20
3	7.85	228.38	1792.79	64.69	221.79	443.57
2	5.25	228.38	1199.00	43.26	265.05	530.10
1	2.65	228.38	605.21	21.84	286.89	573.77
		1064.27	7950.86	286.89		

Fuente Propia

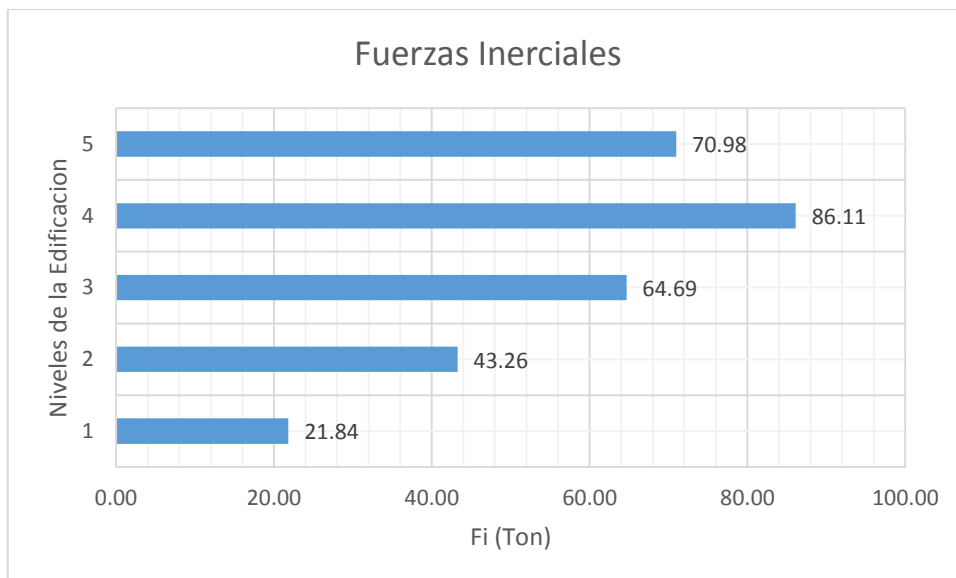


Figura 23. Fuerzas inerciales por piso
Fuente Propia

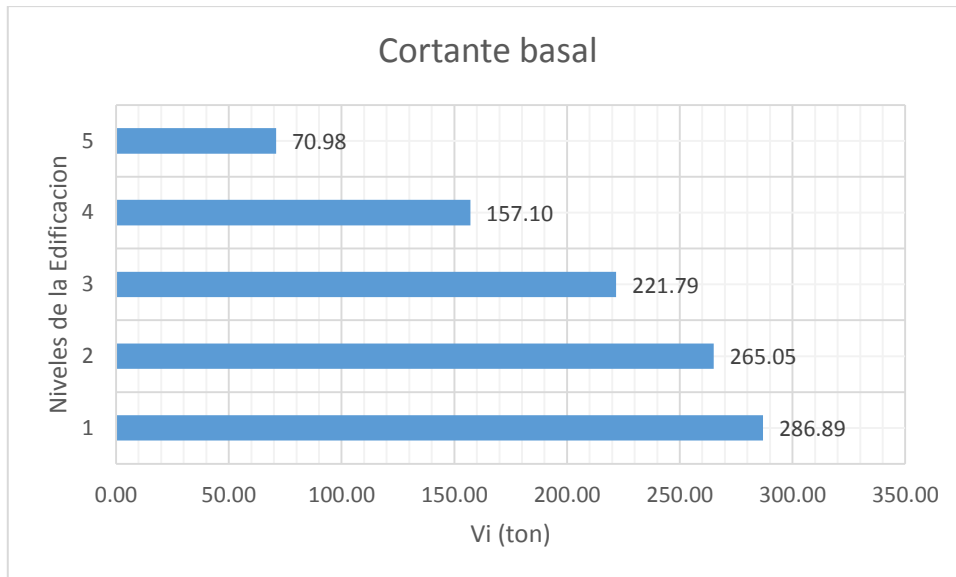


Figura 24. Cortante de Entrepiso
Fuente Propia

4.3.8 Ubicación del Centro de Masas

Para determinar el centro de masa se tomó como punto de referencia la esquina inferior izquierda de la edificación para los cinco entresijos.

Tabla 28. Centro de masas

Paño	b	h	Ai	xi	Ai·xi
1	16.35	2.85	46.60	1.43	66.40
2	7.00	4.72	33.01	5.21	171.87
3	7.00	4.72	33.01	5.21	171.87
4	16.35	1.29	21.01	8.21	172.44
5	9.50	2.15	20.43	9.93	202.72
6	7.00	6.00	42.00	14.00	588.00
7	7.00	6.00	42.00	14.00	588.00
8	2.35	2.15	5.05	13.43	67.83
9	16.35	2.85	46.60	18.43	858.56
			289.69		2887.69

Fuente Propia

- ✓ $X_{cm} = 2887.69 / 289.69 = 9.97m$
- ✓ $Y_{cm} = 8.175m$ (Presenta Simetría respecto a este eje)

4.3.9 Cálculo de Momentos y Cortantes

Con la ayuda del SAP2000 se realizó 4 análisis de la edificación, según la ubicación del centro de masa sumando o restando la excentricidad accidental en cada dirección.

Se obtuvieron los cortantes (V_e) y momentos (M_e) de cada uno de los muros en el piso 1, los cuales servirán para el diseño de estos.

Tabla 29. Cortantes y Momentos en Primer Piso para los muros en dirección "X"

MURO	V_e (V2) tonnef	M_e (M3) tonnef•m
X-01	20.98	112.81
X-02	20.98	112.81
X-03	6.56	24.91
X-04	6.56	24.91
X-05	10.70	61.91
X-06	10.70	61.91
X-07	9.68	71.24
X-08	9.68	71.24
X-09	7.93	18.29
X-10	9.05	42.16
X-11	9.05	42.16
X-12	3.49	10.59
X-13	3.49	10.59
X-14	9.11	42.49
X-15	9.11	42.49
X-16	3.63	10.08
X-17	3.63	10.08
X-18	2.33	7.44
X-19	2.33	7.44
X-20	11.73	64.03
X-21	11.73	64.03
X-22	3.08	9.34
X-23	3.08	9.34
X-24	6.40	34.88
X-25	6.40	34.88
X-26	5.46	19.87
X-27	5.46	19.87
X-28	21.69	117.65
X-29	21.69	117.65
PL-X1	24.42	85.53
PL-X2	24.42	85.53

Fuente Propia

Tabla 30. Cortantes y Momentos en Primer Piso para los muros en dirección "y"

MURO	Ve (V2) tonnef	Me (M3) tonnef•m
Y-01	13.57	52.23
Y-02	13.57	52.23
Y-03	14.86	75.14
Y-04	14.86	75.14
Y-05	10.34	40.65
Y-06	10.34	40.65
Y-07	15.15	63.53
Y-08	15.15	63.53
Y-09	8.39	29.77
Y-10	8.39	29.77
Y-11	23.93	147.93
Y-12	23.93	147.93
Y-13	9.44	37.67
Y-14	9.44	37.67
Y-15	7.87	31.53
Y-16	7.2048	3.82
Y-17	7.2048	3.82
Y-18	5.8118	3.48
Y-19	5.8118	3.48
PL-Y1	18.50	58.88
PL-Y2	18.50	58.88
PL-Y3	18.34	63.84
PL-Y4	18.34	63.84

Fuente Propia

Para cada uno de los casos se verificó las distorsiones de entrepiso máximos permisibles.

Tabla 31. Derivas, Para Sismo (\rightarrow) con excentricidad (+X)

Sismo X1					
Nivel	Eje 1 D	Eje 20 D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	0.0038	0.0049	0.0049	0.00035	0.0016
4	0.0031	0.0040	0.004	0.00038	0.0017
3	0.0023	0.0030	0.003	0.00046	0.0021
2	0.0014	0.0018	0.0018	0.00042	0.0019
1	0.0006	0.0007	0.0007	0.00025	0.0011

Fuente Propia

Tabla 32. Derivas, Para Sismo (\rightarrow) con excentricidad (-X)

Sismo X2					
Nivel	Eje 1 D	Eje 20 D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	0.0047	0.0040	0.0047	0.00031	0.0014
4	0.0039	0.0033	0.0039	0.00038	0.0017
3	0.0029	0.0024	0.0029	0.00046	0.0021
2	0.0017	0.0015	0.0017	0.00038	0.0017
1	0.0007	0.0006	0.0007	0.00025	0.0011

Fuente Propia

Tabla 33. Derivas, Para Sismo (\leftarrow) con excentricidad (+X)

Sismo X3					
Nivel	Eje 1 D	Eje 20 D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	-0.0038	-0.0049	-0.0049	-0.00035	0.0016
4	-0.0031	-0.0040	-0.004	-0.00038	0.0017
3	-0.0023	-0.0030	-0.003	-0.00046	0.0021
2	-0.0014	-0.0018	-0.0018	-0.00042	0.0019
1	-0.0006	-0.0007	-0.0007	-0.00025	0.0011

Fuente Propia

Tabla 34. Derivas, Para Sismo (\leftarrow) con excentricidad (-X)

Sismo X4					
Nivel	Eje 1 D	Eje 20 D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	-0.0047	-0.0040	-0.0047	-0.00042	0.0019
4	-0.0036	-0.0033	-0.0036	-0.00027	0.0012
3	-0.0029	-0.0024	-0.0029	-0.00046	0.0021
2	-0.0017	-0.0015	-0.0017	-0.00038	0.0017
1	-0.0007	-0.0006	-0.0007	-0.00025	0.0011

Fuente Propia

Tabla 35. Derivas, Para Sismo (\rightarrow) con excentricidad (+Y)

Sismo Y1					
Nivel	Eje A D	Eje U D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	0.0050	0.0044	0.005	0.00035	0.0016
4	0.0041	0.0036	0.0041	0.00042	0.0019
3	0.0030	0.0026	0.003	0.00046	0.0021
2	0.0018	0.0016	0.0018	0.00042	0.0019
1	0.0007	0.0006	0.0007	0.00025	0.0011

Fuente Propia

Tabla 36. Derivas, Para Sismo (\rightarrow) con excentricidad (-Y)

Sismo Y2					
Nivel	Eje A D	Eje U D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	0.0044	0.0050	0.005	0.00035	0.0016
4	0.0036	0.0041	0.0041	0.00042	0.0019
3	0.0026	0.0030	0.003	0.00046	0.0021
2	0.0016	0.0018	0.0018	0.00042	0.0019
1	0.0006	0.0007	0.0007	0.00025	0.0011

Fuente Propia

Tabla 37. Derivas, Para Sismo (\leftarrow) con excentricidad (+Y)

Sismo Y3					
Nivel	Eje A D	Eje U D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	-0.0050	-0.0044	-0.005	-0.00035	0.0016
4	-0.0041	-0.0036	-0.0041	-0.00042	0.0019
3	-0.0030	-0.0026	-0.003	-0.00046	0.0021
2	-0.0018	-0.0016	-0.0018	-0.00042	0.0019
1	-0.0007	-0.0006	-0.0007	-0.00025	0.0011

Fuente Propia

Tabla 38. Derivas, Para Sismo (\leftarrow) con excentricidad (-Y)

Sismo Y4					
Nivel	Eje A D	Eje U D	Dmax m	Deriva Elástica	Deriva Inelástica
5	-0.0044	-0.0050	-0.005	-0.00035	0.0016
4	-0.0036	-0.0041	-0.0041	-0.00042	0.0019
3	-0.0026	-0.0030	-0.003	-0.00046	0.0021
2	-0.0016	-0.0018	-0.0018	-0.00042	0.0019
1	-0.0006	-0.0007	-0.0007	-0.00025	0.0011

Fuente Propia

Según la tabla N°11 de la Norma E0.30 la distorsión del entrepiso para albañilería confinada no debe superar los 0.005m. Entre los 8 casos presentados la máxima distorsión fue de 0.0021 m. En cuanto a la verificación de la regularidad torsional, según la tabla N°9 de la Norma E0.30, solo se aplicará cuando el máximo desplazamiento relativo sea mayor que el 50 % del desplazamiento permisible, es decir 0.0025m. Ya que el máximo desplazamiento relativo fue de 0.0012m no fue necesario verificar la regularidad torsional, por lo cual el factor R se mantiene en 6.0 y no hubo necesidad de realizar un análisis dinámico.

4.3.10 Diseño de Muros de Albañilería

- ✓ En este capítulo se utilizará en la norma E.070, capítulo 8.
- ✓ Se tendrá en cuenta el diseño de los elementos de acoplamiento como son las vigas que unen dos muros estructurales.
- ✓ El diseño es por capacidad jerárquica, donde la falla se presenta en un elemento dúctil y luego los frágiles (vigas, columnas y muros de albañilería).
- ✓ El diseño del muro se realiza para una resistencia ante el corte ya que la falla del muro está dada por cortante antes de flexión.
- ✓ La resistencia al cortante de la albañilería es el V_m que da inicio a la fisuración del muro, para esto se debe cumplir que $V_e \leq V_m$.
- ✓ Para la verificación de la resistencia ante la fuerza cortante $V_e \leq V_m$ se debe tomar un $\pm 45\%$ de la realidad de resistencia en un muro.
- ✓ Siempre se diseña considerando los muros del primer entrepiso agrietados, a partir del segundo, tercer hacia adelante se considera que: $V_u \leq V_m$ (muros no agrietados).
- ✓ El cálculo de cortante y momento de cada entrepiso debe considerar ambas excentricidades.
- ✓ La esbeltez del muro está en relación a la altura y la longitud; si la altura aumenta entonces decrece la resistencia al corte.

Tabla 39. *Detalle de Abreviaturas*

L:	Longitud del Muro
Pg:	Carga Axial de gravedad = PD + 0.25 PL
Ve, Me:	Fuerza Cortante y Momento Flector por Sismo Moderado
α:	Factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez. $\alpha = V_e * L / M_e$,
Vm:	Resistencia a la fuerza cortante, $v_m = 0.5 V_m * \alpha * t * L + 0.23 * P_g$ Donde $v'm = 92 \text{ ton/m}^2$
t:	Espesor efectivo de los muros
v'm:	Resistencia a corte puro de los muros de albañilería
Vm1/Ve1	Factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo; solo se calcula para el primer piso de cada muro
Vu	Fuerza cortante ultima ante sismo severo, $V_u = V_e * (V_m1 / V_e1)$
Mu	Momento Flector ultimo ante sismo severo, $M_u = M_e * (V_m1 / V_e1)$
Ve	Cortante de entrepisos ante sismo severo

Fuente Propia

Se deben verificar el cumplimiento de los siguientes requisitos:

Los muros no deben agrietarse ante el sismo por lo cual debe cumplirse que $V_e \leq 0.55 \cdot V_m$, con el 5% de tolerancia.

La resistencia global a la fuerza cortante de entrepiso deberá ser mayor o igual a la fuerza cortante producida por el sismo severo, $\Sigma V_m \geq V_E$. En el caso que $\Sigma V_m > V_E$, se podrá dejar de confinar algunos muros internos. Si $\Sigma V_m > 3 \cdot V_E$ se puede dar por concluido el análisis y diseñar con refuerzo mínimo pues indicaría que los muros se comportarían elásticamente ante el sismo severo.

Cabe indicar que todo muro de un piso superior que tenga $V_u \geq V_m$ se agrietará por corte y se diseñará como muro del primer piso hasta con un 5% de diferencia.

Se presentará el diseño paso a paso tomando como ejemplo el muro X-02, para después mostrar las tablas con los resultados obtenidos para el resto de muros en los cinco entrepisos.

Se realizará la verificación para el primer nivel, ya que es en este nivel donde los muros están más esforzados, además para el diseño se tomará como ejemplo el muro X-02, y las dimensiones de los elementos de confinamiento, así como la distribución de acero se repetirá en todos los niveles.

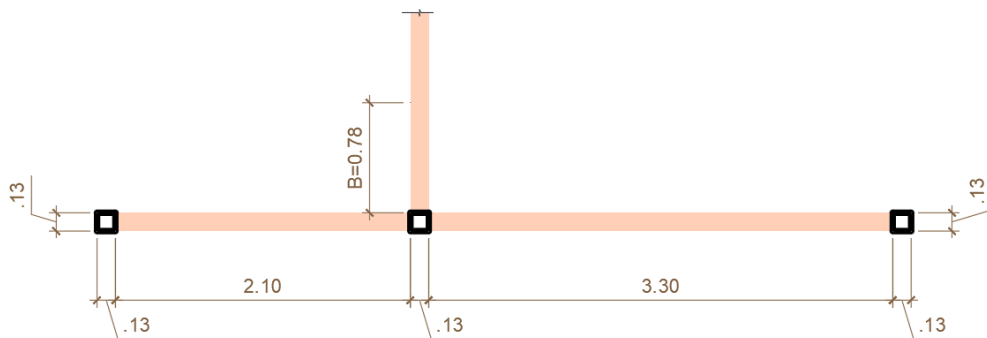


Figura 25. Detalle del muro X-02
Fuente propia

a) Control de la fisuración

Datos:

$$V_e = 20980.60 \text{ kgf}$$

$$M_e = 112813.55 \text{ kgf}\cdot\text{m}$$

$$P_g = 36744.95 \text{ kg}$$

$$L = 5.78 \text{ m} = 578 \text{ cm}$$

$$t = 0.13 \text{ m} = 13 \text{ cm}$$

$$v'_m = 9.20 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculos:

Factor de reducción de resistencia disponible al corte por efectos de esbeltez

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \times L}{M_e} \leq 1.00 \rightarrow \alpha = \frac{20980.60 \times 5.78}{20980.60} = 1.07 \leq 1.00$$

Por lo tanto: $\alpha=1.00$

Resistencia al corte disponible del muro:

$$V_m = 0.5 \times v'm \times \alpha \times t \times L + 0.23 \times P_g$$

$$V_m = 0.5 \times 9.20 \times 1.00 \times 13 \times 578 + 0.23 \times 36744.95 = 43015.74 \text{ kgf}$$

Se debe cumplir:

$$V_e \leq 0.55V_m \rightarrow \frac{V_e}{V_m} \leq 0.55$$

$$\frac{20980.60}{43015.74} \leq 0.49 \text{ ; } \mathbf{Cumple!}$$

Tabla 40. Control de fisuración del primer piso en "Y"

MURO	L (m)	t (m)	σ_m (kgf/cm ²)	P_g (kgf)	V_e (kgf)	M_e (kgf-m)	$\frac{V_e L}{M_e}$	α	V_m (kgf)	$\frac{V_e}{V_m} \leq 0.55$	
Y-01	2.95	0.23	3.44	21724	13569.90	52230.62	0.77	0.77	28917.67	0.47	Cumple
Y-02	2.95	0.23	3.44	21724	13569.90	52230.62	0.77	0.77	28917.67	0.47	Cumple
Y-03	3.13	0.23	4.20	27400	12855.70	75135.15	0.54	0.54	24036.83	0.53	Cumple
Y-04	3.13	0.23	4.20	27400	12855.70	75135.15	0.54	0.54	24036.83	0.53	Cumple
Y-05	2.23	0.23	4.45	20823	8343.80	40652.32	0.46	0.46	15588.08	0.54	Cumple
Y-06	2.23	0.23	4.45	20823	8343.80	40652.32	0.46	0.46	15588.08	0.54	Cumple
Y-07	3.13	0.23	4.20	28258	15146.50	63532.35	0.75	0.75	31210.31	0.49	Cumple
Y-08	3.13	0.23	4.36	29362	15146.50	63532.35	0.75	0.75	31464.23	0.48	Cumple
Y-09	2.25	0.23	4.46	21625	8388.90	29772.77	0.63	0.63	20065.42	0.42	Cumple
Y-10	2.25	0.23	4.46	21625	8388.90	29772.77	0.63	0.63	20065.42	0.42	Cumple
Y-11	4.43	0.23	4.28	39585	20931.20	147925.34	0.63	0.63	38484.13	0.54	Cumple
Y-12	4.43	0.23	4.28	39585	20931.20	147925.34	0.63	0.63	38484.13	0.54	Cumple
Y-13	2.13	0.23	4.54	20258	8443.70	37665.07	0.48	0.48	15420.06	0.55	Cumple
Y-14	2.13	0.23	5.66	25735	8443.70	37665.07	0.48	0.48	16679.72	0.51	Cumple
Y-15	2.28	0.23	4.31	20909	7871.20	31533.27	0.57	0.57	18537.79	0.42	Cumple
Y-16	1.65	0.23	4.25	15078	7204.80	3818.84	3.11	1.00	20924.88	0.34	Cumple
Y-17	1.65	0.23	4.25	15078	7204.80	3818.84	3.11	1.00	20924.88	0.34	Cumple
Y-18	1.70	0.23	3.69	13640	5811.80	3479.27	2.84	1.00	21123.10	0.28	Cumple
Y-19	1.70	0.23	3.69	13640	5811.80	3479.27	2.84	1.00	21123.10	0.28	Cumple
PL-Y1	2.30	0.66	1.59	22742	18502.30	58878.55	0.72	0.72	55699.88	0.33	Cumple
PL-Y2	2.30	0.66	1.88	27115	18502.30	58878.55	0.72	0.72	56705.63	0.33	Cumple
PL-Y3	2.30	0.66	1.43	20198	18341.30	63840.11	0.66	0.66	50787.24	0.36	Cumple
PL-Y4	2.30	0.66	1.72	24571	18341.30	63840.11	0.66	0.66	51792.98	0.35	Cumple

Fuente propia

Tabla 41. Control de fisuración del primer piso en "X"

MURO	L (m)	t (m)	σ_m (kgf/cm ²)	P_0 (kgf)	V_e (kgf)	M_e (kgf-m)	$\frac{V_e L}{M_e}$	α	V_m (kgf)	$\frac{V_e}{V_m} \leq 0.55$	
X-01	5.78	0.13	5.52	36745	20981	112814	1.07	1.00	43016	0.49	Cumple
X-02	5.78	0.13	5.52	36745	20981	112814	1.07	1.00	43016	0.49	Cumple
X-03	2.68	0.13	9.81	29360	6560	24906	0.71	0.71	18066	0.36	Cumple
X-04	2.68	0.13	9.81	29360	6560	24906	0.71	0.71	18066	0.36	Cumple
X-05	3.55	0.13	7.70	30398	10703	61906	0.61	0.61	20021	0.53	Cumple
X-06	3.55	0.13	8.21	32736	10703	61906	0.61	0.61	20558	0.52	Cumple
X-07	3.43	0.13	10.21	38130	9685	71241	0.47	0.47	18334	0.53	Cumple
X-08	3.43	0.13	10.21	38130	9685	71241	0.47	0.47	18334	0.53	Cumple
X-09	2.48	0.13	8.43	22742	7935	18286	1.08	1.00	20061	0.40	Cumple
X-10	3.55	0.13	7.26	29144	9048	42159	0.76	0.76	22878	0.40	Cumple
X-11	3.55	0.13	7.63	30858	9048	42159	0.76	0.76	23272	0.39	Cumple
X-12	1.63	0.13	12.26	22256	3493	10594	0.54	0.54	10357	0.34	Cumple
X-13	1.63	0.13	12.26	22256	3493	10594	0.54	0.54	10357	0.34	Cumple
X-14	3.55	0.13	7.92	31512	9113	42486	0.76	0.76	23413	0.39	Cumple
X-15	3.55	0.13	8.29	33226	9113	42486	0.76	0.76	23807	0.38	Cumple
X-16	1.75	0.13	12.09	23717	3625	10077	0.63	0.63	12043	0.30	Cumple
X-17	1.75	0.13	12.09	23717	3625	10077	0.63	0.63	12043	0.30	Cumple
X-18	1.48	0.13	9.31	15258	2332	7435	0.46	0.46	7618	0.31	Cumple
X-19	1.48	0.13	9.31	15258	2332	7435	0.46	0.46	7618	0.31	Cumple
X-20	3.55	0.13	8.87	34560	11726	64028	0.65	0.65	21750	0.54	Cumple
X-21	3.55	0.13	8.87	34560	11726	64028	0.65	0.65	21750	0.54	Cumple
X-22	1.48	0.13	11.27	18387	3083	9338	0.49	0.49	8554	0.36	Cumple
X-23	1.48	0.13	12.16	20102	3083	9338	0.49	0.49	8948	0.34	Cumple
X-24	2.60	0.13	7.69	22327	6402	34880	0.48	0.48	12555	0.51	Cumple
X-25	2.60	0.13	7.69	22327	6402	34880	0.48	0.48	12555	0.51	Cumple
X-26	2.35	0.13	10.19	26696	5458	19875	0.65	0.65	15209	0.36	Cumple
X-27	2.35	0.13	10.19	26696	5458	19875	0.65	0.65	15209	0.36	Cumple
X-28	5.78	0.13	5.29	35425	21691	117646	1.07	1.00	42712	0.51	Cumple
X-29	5.78	0.13	5.29	35425	21691	117646	1.07	1.00	42712	0.51	Cumple
PL-X1	2.48	0.66	0.95	14330	24415	85531	0.71	0.71	56598	0.43	Cumple
PL-X2	2.48	0.66	0.00	14330	24415	85531	0.71	0.71	56598	0.43	Cumple

Fuente propia

b) Verificación al corte del edificio

Condición: $\sum V_{m_i} \geq V_{e_i}$

Tabla 42. Resistencia al Corte del Edificio – Muros Portantes Y

MURO	V_{mi} (kgf)	V_{Ei} (kgf)	$\sum Vm \geq \sum Vei$	$\frac{V_E}{V_m} \leq 0.33$
Y-01	28917.67	27139.80		CONTINUAR
Y-02	28917.67	27139.80		CONTINUAR
Y-03	24036.83	25711.40		CONTINUAR
Y-04	24036.83	25711.40		CONTINUAR
Y-05	15588.08	16687.60		CONTINUAR
Y-06	15588.08	16687.60		CONTINUAR
Y-07	31210.31	30293.00		CONTINUAR
Y-08	31464.23	30293.00		CONTINUAR
Y-09	20065.42	16777.80		CONTINUAR
Y-10	20065.42	16777.80		CONTINUAR
Y-11	38484.13	41862.40		CONTINUAR
Y-12	38484.13	41862.40		CONTINUAR
Y-13	15420.06	16887.40		CONTINUAR
Y-14	16679.72	16887.40		CONTINUAR
Y-15	18537.79	15742.40		CONTINUAR
Y-16	20924.88	14409.60		CONTINUAR
Y-17	20924.88	14409.60		CONTINUAR
Y-18	21123.10	11623.60		CONTINUAR
Y-19	21123.10	11623.60		CONTINUAR
PL-Y1	55699.88	37004.60		CONTINUAR
PL-Y2	56705.63	37004.60		CONTINUAR
PL-Y3	50787.24	36682.60		CONTINUAR
PL-Y4	51792.98	36682.60		CONTINUAR
	666578.04	565902.00	Cumple	-

Fuente propia

Tabla 43. Resistencia al Corte del Edificio – Muros Portantes X

MURO	V_{mi} (kgf)	V_{Ei} (kgf)	$\sum V_m \geq \sum V_{ei}$	$\frac{V_E}{V_m} \leq 0.33$
X-01	43015.74	41961.20		CONTINUAR
X-02	43015.74	41961.20		CONTINUAR
X-03	18065.94	13120.20		CONTINUAR
X-04	18065.94	13120.20		CONTINUAR
X-05	20020.65	21405.20		CONTINUAR
X-06	20558.48	21405.20		CONTINUAR
X-07	18334.03	19369.60		CONTINUAR
X-08	18334.03	19369.60		CONTINUAR
X-09	20061.15	15869.80		CONTINUAR
X-10	22877.53	18096.40		CONTINUAR
X-11	23271.84	18096.40		CONTINUAR
X-12	10357.21	6985.80		CONTINUAR
X-13	10357.21	6985.80		CONTINUAR
X-14	23412.63	18226.00		CONTINUAR
X-15	23806.94	18226.00		CONTINUAR
X-16	12042.64	7250.00		CONTINUAR
X-17	12042.64	7250.00		CONTINUAR
X-18	7617.53	4663.80		CONTINUAR
X-19	7617.53	4663.80		CONTINUAR
X-20	21750.49	23452.00		CONTINUAR
X-21	21750.49	23452.00		CONTINUAR
X-22	8553.62	6166.00		CONTINUAR
X-23	8947.94	6166.00		CONTINUAR
X-24	12555.05	12804.40		CONTINUAR
X-25	12555.05	12804.40		CONTINUAR
X-26	15209.34	10916.20		CONTINUAR
X-27	15209.34	10916.20		CONTINUAR
X-28	42712.12	43382.60		CONTINUAR
X-29	42712.12	43382.60		CONTINUAR
PL-X1	56598.01	48830.80		CONTINUAR
PL-X2	56598.01	48830.80		CONTINUAR
	688026.98	609130.20	Cumple	-

Fuente propia

c) Fuerzas para el diseño de los muros

Se debe cumplir que:

$$V_u = \beta * V_e$$

$$M_u = \beta * M_e$$

$$2 \leq \beta = \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$$

Calculo para el Muro X-02

$$2 \leq \beta = \frac{43015.74}{20980.60} \leq 2.05 \leq 3 \rightarrow \beta = 2.05$$

$$Vu = 2.05 * 20980.60 = 43015.74 \text{ kgf}$$

$$Mu = 2.05 * 112813.55 = 231297.39 \text{ kgf}$$

Tabla 44. Fuerzas de Diseño en Y

MURO	V_m (kgf)	V_e (kgf)	M_e (kgf-m)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_U (kgf)	M_U (kgf-m)
Y-01	28917.67	13569.90	52230.62	2.13	2.13	28917.67	111304.27
Y-02	28917.67	13569.90	52230.62	2.13	2.13	28917.67	111304.27
Y-03	24036.83	12855.70	75135.15	1.87	2.00	25711.40	150270.30
Y-04	24036.83	12855.70	75135.15	1.87	2.00	25711.40	150270.30
Y-05	15588.08	8343.80	40652.32	1.87	2.00	16687.60	81304.64
Y-06	15588.08	8343.80	40652.32	1.87	2.00	16687.60	81304.64
Y-07	31210.31	15146.50	63532.35	2.06	2.06	31210.31	130912.39
Y-08	31464.23	15146.50	63532.35	2.08	2.08	31464.23	131977.46
Y-09	20065.42	8388.90	29772.77	2.39	2.39	20065.42	71213.51
Y-10	20065.42	8388.90	29772.77	2.39	2.39	20065.42	71213.51
Y-11	38484.13	20931.20	147925.34	1.84	2.00	41862.40	295850.68
Y-12	38484.13	20931.20	147925.34	1.84	2.00	41862.40	295850.68
Y-13	15420.06	8443.70	37665.07	1.83	2.00	16887.40	75330.14
Y-14	16679.72	8443.70	37665.07	1.98	2.00	16887.40	75330.14
Y-15	18537.79	7871.20	31533.27	2.36	2.36	18537.79	74265.30
Y-16	20924.88	7204.80	3818.84	2.90	2.90	20924.88	11091.05
Y-17	20924.88	7204.80	3818.84	2.90	2.90	20924.88	11091.05
Y-18	21123.10	5811.80	3479.27	3.63	3.00	17435.40	10437.81
Y-19	21123.10	5811.80	3479.27	3.63	3.00	17435.40	10437.81
PL-Y1	55699.88	18502.30	58878.55	3.01	3.00	55506.90	176635.65
PL-Y2	56705.63	18502.30	58878.55	3.06	3.00	55506.90	176635.65
PL-Y3	50787.24	18341.30	63840.11	2.77	2.77	50787.24	176773.89
PL-Y4	51792.98	18341.30	63840.11	2.82	2.82	51792.98	180274.56

Fuente propia

Tabla 45. Fuerzas de Diseño en X

MURO	V_m (kgf)	V_e (kgf)	M_e (kgf-m)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_U (kgf)	M_U (kgf-m)
X-01	43015.74	20980.60	112813.55	2.05	2.05	43015.74	231297.39
X-02	43015.74	20980.60	112813.55	2.05	2.05	43015.74	231297.39
X-03	18065.94	6560.10	24905.83	2.75	2.75	18065.94	68588.45
X-04	18065.94	6560.10	24905.83	2.75	2.75	18065.94	68588.45
X-05	20020.65	10702.60	61905.83	1.87	2.00	21405.20	123811.66
X-06	20558.48	10702.60	61905.83	1.92	2.00	21405.20	123811.66
X-07	18334.03	9684.80	71241.15	1.89	2.00	19369.60	142482.30
X-08	18334.03	9684.80	71241.15	1.89	2.00	19369.60	142482.30
X-09	20061.15	7934.90	18285.99	2.53	2.53	20061.15	46230.96
X-10	22877.53	9048.20	42159.16	2.53	2.53	22877.53	106595.52
X-11	23271.84	9048.20	42159.16	2.57	2.57	23271.84	108432.77
X-12	10357.21	3492.90	10594.46	2.97	2.97	10357.21	31414.89
X-13	10357.21	3492.90	10594.46	2.97	2.97	10357.21	31414.89
X-14	23412.63	9113.00	42485.96	2.57	2.57	23412.63	109152.63
X-15	23806.94	9113.00	42485.96	2.61	2.61	23806.94	110990.96
X-16	12042.64	3625.00	10077.49	3.32	3.00	10875.00	30232.47
X-17	12042.64	3625.00	10077.49	3.32	3.00	10875.00	30232.47
X-18	7617.53	2331.90	7435.22	3.27	3.00	6995.70	22305.66
X-19	7617.53	2331.90	7435.22	3.27	3.00	6995.70	22305.66
X-20	21750.49	11726.00	64028.49	1.85	2.00	23452.00	128056.98
X-21	21750.49	11726.00	64028.49	1.85	2.00	23452.00	128056.98
X-22	8553.62	3083.00	9338.09	2.77	2.77	8553.62	25908.05
X-23	8947.94	3083.00	9338.09	2.90	2.90	8947.94	27102.38
X-24	12555.05	6402.20	34880.48	1.96	2.00	12804.40	69760.96
X-25	12555.05	6402.20	34880.48	1.96	2.00	12804.40	69760.96
X-26	15209.34	5458.10	19874.87	2.79	2.79	15209.34	55382.57
X-27	15209.34	5458.10	19874.87	2.79	2.79	15209.34	55382.57
X-28	42712.12	21691.30	117646.08	1.97	2.00	43382.60	235292.16
X-29	42712.12	21691.30	117646.08	1.97	2.00	43382.60	235292.16
PL-X1	56598.01	24415.40	85531.11	2.32	2.32	56598.01	198272.03
PL-X2	56598.01	24415.40	85531.11	2.32	2.32	56598.01	198272.03

Fuente propia

d) Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal

Debe cumplir que: $V_u \geq V_m$

Si V_u es mayor entonces necesita refuerzo, pero si es menor no necesita refuerzo.

También debe cumplir que:

$$\delta = \frac{P_m}{L_t} \geq 0.05 f' m$$

Si cumple no necesita reforzar, pero si no cumple necesita reforzar.

$$s \leq \frac{A_b}{0.001 * t}$$

$$N^{\circ}hiladas \leq \frac{s}{\text{espesor de ladrillo} + \text{junta}}$$

Si una de las dos condiciones cumple, entonces el muro requerirá refuerzo horizontal obligatoriamente, pero la Norma E070 también nos indica que, si la edificación tiene más de tres pisos, entonces todos los muros portantes del primer nivel necesitan ser reforzados horizontalmente.

Considerando barras de $\emptyset 1/4''$ ($A_s = 0.32\text{cm}^2$)

$$s \leq \frac{0.32}{0.001 * 13} = 25\text{cm} \rightarrow N^{\circ}hiladas \leq \frac{25}{9 + 1} = 3$$

Para muros con $t=13\text{cm}$, reforzar horizontalmente: $\emptyset 1/4'' @ 3 \text{ hiladas}$

$$s \leq \frac{0.32 * 2}{0.001 * 23} = 28\text{cm} \rightarrow N^{\circ}hiladas \leq \frac{28}{9 + 1} = 3$$

Para muros con $t=23\text{cm}$, reforzar horizontalmente: $2\emptyset 1/4'' @ 3 \text{ hiladas}$

e) Diseño de los muros agrietados

Para este paso será necesario designar las columnas del muro para después hallar las fuerzas internas de cada una de ellas (fuerza cortante, de tracción y de compresión).

Fuerza Cortante

Se utilizará las siguientes formulas dadas por la Norma E070

$$L_m \geq \left\{ \begin{array}{l} 0.5 L_m \\ \text{Long. Mayor} \end{array} \right\}$$

Tabla 46. Fuerzas Internas

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	Vc (Fuerza Cortante)	T (Tracción)	C (Compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} * L_m}{L(N_C + 1)}$	$V_{m1} * \frac{h}{L} - P_c$	$P_c * \frac{V_{m1} * h}{2 * L}$
Extrema	$1.5 * \frac{V_{m1} * L_m}{L(N_C + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente. Norma E070, Capitulo 8

Datos:

$V_m=43015.74 \text{ kgf}$

$L=5.78\text{m}$ (Longitud Total del muro)

$L = 3.30\text{m}$ (Longitud del Paño Mayor)

N Columnas = 3

Siendo:

$$L_m \geq \left\{ \frac{0.5 * 5.78}{3.30} = 2.89 \right\} \rightarrow L_m = 3.30$$

Vc (Columnas Extremas)

$$V_{ce} = 1.5 * \frac{43015.74 * 3.30}{5.78 * (3 + 1)} = 9209.68 \text{ kg} = 9.21 \text{ ton}$$

Vc (Columnas Interiores)

$$V_{ci} = \frac{43015.74 * 3.30}{5.78 * (3 + 1)} = 6139.79 \text{ kg} = 6.14 \text{ ton}$$

Calculo de la Carga "Pc"

Es la suma de la carga muerta y un 25% de la carga viva en cada muro, repartida proporcionalmente a cada columna. En este caso para el muro X-02 tenemos:

$$P_c = \frac{P_g}{N_c} = \frac{36744.95}{3} = 12248.32 \text{ kg} = 12.25 \text{ ton}$$

Fuerza Axial (F) en las columnas extremas producidas por "M"

Se tendrá en cuenta que para el primer piso se trabajará como muros agrietados y para los pisos superiores se trabajará como muros no agrietados. La fuerza F siempre debe ser positiva en el primer piso.

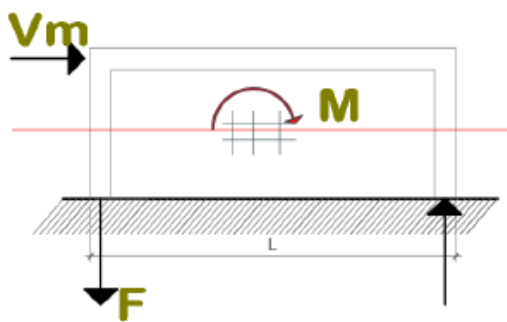


Figura 26. Detalle de Fuerzas en muro

Fuente propia

$$F = \frac{M}{L}; \text{ para muros Agrietados}$$

$$F = \frac{M_u}{L}; \text{ para muros No Agrietados}$$

$$M = Mu - \frac{1}{2} * Vm * h$$

Datos:

$$Mu = 231297.39 \text{ kgf-m}$$

$$Vm = 43015.74 \text{ kgf}$$

$$h = 2.40 \text{ m}$$

$$L = 5.78 \text{ m}$$

Siendo:

$$M = 231297.39 - \frac{1}{2} * 43015.74 * 2.40 = 179678.51 \text{ kg} - m = 179.68 \text{ ton}$$

$$F = \frac{179678.51}{5.78} = 31086.25 \text{ kg} = 31.09 \text{ ton}$$

Cálculo de los esfuerzos de tracción y compresión

Datos:

$$F = 31086.25 \text{ kg}$$

$$Vm = 43015.74 \text{ kg}$$

$$h = 2.40 \text{ m}$$

$$L = 5.78 \text{ m}$$

$$Pc = 12248.32 \text{ kg}$$

En Columnas Extremas:

Tracción:

$$T = F - Pc = 31086.25 - 12248.32 = 18837.93 \text{ kg} = 18.84 \text{ ton}$$

Compresión:

$$T = F + Pc = 31086.25 + 12248.32 = 43334.56 \text{ kg} = 43.33 \text{ ton}$$

En Columnas Interiores:

Tracción:

$$T = Vm * \frac{h}{L} - Pc = 43015.74 * \frac{2.40}{5.78} - 12248.32 = 5612.89 \text{ kg} = 5.61 \text{ ton}$$

Compresión:

$$T = Pc - \frac{Vm}{2} * \frac{h}{L} = 12248.32 - \frac{43015.74}{2} * \frac{2.40}{5.78} = 3317.71 \text{ kg} = 3.32 \text{ ton}$$

Tabla 47. Esfuerzos Internos en las Columnas Extremas – Muros Portantes X

MURO	L (m)	t (m)	M kgf-m	F kgf	N _c (und)	L _p (m)	0.50*L (m)	L _m (m)	P _g (kgf)	P _c (kgf)	V _c kgf	T kgf	C kgf
X-01	5.78	0.13	179678.51	31086.25	3	3.30	2.89	3.30	36744.95	12248.32	9209.68	18837.93	43334.56
X-02	5.78	0.13	179678.51	31086.25	3	3.30	2.89	3.30	36744.95	12248.32	9209.68	18837.93	43334.56
X-03	2.68	0.13	46909.33	17503.48	2	2.68	1.34	2.68	29360.31	14680.16	9032.97	2823.32	32183.64
X-04	2.68	0.13	46909.33	17503.48	2	2.68	1.34	2.68	29360.31	14680.16	9032.97	2823.32	32183.64
X-05	3.55	0.13	99786.88	28108.98	2	3.55	1.78	3.55	30397.88	15198.94	10010.32	12910.04	43307.92
X-06	3.55	0.13	99141.48	27927.18	2	3.55	1.78	3.55	32736.28	16368.14	10279.24	11559.04	44295.32
X-07	3.43	0.13	120481.47	35125.79	2	3.43	1.72	3.43	38129.64	19064.82	9167.01	16060.97	54190.61
X-08	3.43	0.13	120481.47	35125.79	2	3.43	1.72	3.43	38129.64	19064.82	9167.01	16060.97	54190.61
X-09	2.48	0.13	22157.57	8934.51	2	2.48	1.24	2.48	22742.40	11371.20	10030.58	-2436.69	20305.70
X-10	3.55	0.13	79142.48	22293.66	2	3.55	1.78	3.55	29144.06	14572.03	11438.77	7721.62	36865.69
X-11	3.55	0.13	80506.56	22677.90	2	3.55	1.78	3.55	30858.46	15429.23	11635.92	7248.67	38107.14
X-12	1.63	0.13	18986.24	11648.00	2	1.63	0.82	1.63	22256.49	11128.25	5178.61	519.75	22776.25
X-13	1.63	0.13	18986.24	11648.00	2	1.63	0.82	1.63	22256.49	11128.25	5178.61	519.75	22776.25
X-14	3.55	0.13	81057.48	22833.09	2	3.55	1.78	3.55	31511.72	15755.86	11706.31	7077.23	38588.95
X-15	3.55	0.13	82422.63	23217.64	2	3.55	1.78	3.55	33226.12	16613.06	11903.47	6604.58	39830.70
X-16	1.75	0.13	15781.30	9017.89	2	1.75	0.88	1.75	23717.19	11858.59	6021.32	-2840.71	20876.48
X-17	1.75	0.13	15781.30	9017.89	2	1.75	0.88	1.75	23717.19	11858.59	6021.32	-2840.71	20876.48
X-18	1.48	0.13	13164.62	8895.01	2	1.48	0.74	1.48	15258.41	7629.21	3808.77	1265.81	16524.22
X-19	1.48	0.13	13164.62	8895.01	2	1.48	0.74	1.48	15258.41	7629.21	3808.77	1265.81	16524.22
X-20	3.55	0.13	101956.39	28720.11	2	3.55	1.78	3.55	34559.70	17279.85	10875.25	11440.26	45999.96
X-21	3.55	0.13	101956.39	28720.11	2	3.55	1.78	3.55	34559.70	17279.85	10875.25	11440.26	45999.96
X-22	1.48	0.13	15643.70	10570.07	2	1.48	0.74	1.48	18387.31	9193.66	4276.81	1376.41	19763.72
X-23	1.48	0.13	16364.85	11057.33	2	1.48	0.74	1.48	20101.71	10050.86	4473.97	1006.48	21108.19
X-24	2.60	0.13	54694.90	21036.50	2	2.60	1.30	2.60	22327.00	11163.50	6277.53	9873.00	32200.00
X-25	2.60	0.13	54694.90	21036.50	2	2.60	1.30	2.60	22327.00	11163.50	6277.53	9873.00	32200.00
X-26	2.35	0.13	37131.37	15800.58	2	2.35	1.18	2.35	26695.79	13347.89	7604.67	2452.69	29148.47
X-27	2.35	0.13	37131.37	15800.58	2	2.35	1.18	2.35	26695.79	13347.89	7604.67	2452.69	29148.47
X-28	5.78	0.13	184037.62	31840.42	3	3.30	2.89	3.30	35424.86	11808.29	9144.68	20032.13	43648.70
X-29	5.78	0.13	184037.62	31840.42	3	3.30	2.89	3.30	35424.86	11808.29	9144.68	20032.13	43648.70

Fuente Propia

Tabla 48. Esfuerzos Internos en las Columnas Extremas – Muros Portantes Y

MURO	L (m)	t (m)	M kgf-m	F kgf	N _c (und)	L _p (m)	0.50*L (m)	L _m (m)	P _g (kgf)	P _c (kgf)	V _c kgf	T kgf	C kgf
Y-01	2.95	0.23	76603.06	25967.14	2	2.95	1.48	2.95	21724.21	10862.10	14458.83	15105.04	36829.24
Y-02	2.95	0.23	76603.06	25967.14	2	2.95	1.48	2.95	21724.21	10862.10	14458.83	15105.04	36829.24
Y-03	3.13	0.23	121426.11	38794.28	2	3.13	1.57	3.13	27400.00	13700.00	12018.41	25094.28	52494.28
Y-04	3.13	0.23	121426.11	38794.28	2	3.13	1.57	3.13	27400.00	13700.00	12018.41	25094.28	52494.28
Y-05	2.23	0.23	62598.95	28071.28	2	2.23	1.12	2.23	20823.11	10411.56	7794.04	17659.72	38482.83
Y-06	2.23	0.23	62598.95	28071.28	2	2.23	1.12	2.23	20823.11	10411.56	7794.04	17659.72	38482.83
Y-07	3.13	0.23	93460.01	29859.43	2	3.13	1.57	3.13	28257.54	14128.77	15605.16	15730.66	43988.20
Y-08	3.13	0.23	94220.38	30102.36	2	3.13	1.57	3.13	29361.54	14680.77	15732.12	15421.59	44783.13
Y-09	2.25	0.23	47135.01	20948.89	2	2.03	1.13	2.03	21625.11	10812.55	9051.73	10136.34	31761.45
Y-10	2.25	0.23	47135.01	20948.89	2	2.03	1.13	2.03	21625.11	10812.55	9051.73	10136.34	31761.45
Y-11	4.43	0.23	249669.72	56358.85	2	4.43	2.22	4.43	39585.27	19792.64	19242.07	36566.22	76151.49
Y-12	4.43	0.23	249669.72	56358.85	2	4.43	2.22	4.43	39585.27	19792.64	19242.07	36566.22	76151.49
Y-13	2.13	0.23	56826.07	26678.91	2	2.13	1.07	2.13	20258.26	10129.13	7710.03	16549.78	36808.03
Y-14	2.13	0.23	55314.47	25969.24	2	2.13	1.07	2.13	25735.06	12867.53	8339.86	13101.71	38836.76
Y-15	2.28	0.23	52019.96	22815.77	2	2.28	1.14	2.28	20909.37	10454.68	9268.89	12361.09	33270.45
Y-16	1.65	0.23	14018.81	8496.25	2	1.65	0.83	1.65	15077.74	7538.87	10462.44	957.38	16035.12
Y-17	1.65	0.23	14018.81	8496.25	2	1.65	0.83	1.65	15077.74	7538.87	10462.44	957.38	16035.12
Y-18	1.70	0.23	14909.91	8770.53	2	1.70	0.85	1.70	13639.56	6819.78	10561.55	1950.75	15590.31
Y-19	1.70	0.23	14909.91	8770.53	2	1.70	0.85	1.70	13639.56	6819.78	10561.55	1950.75	15590.31

Fuente Propia

f) Diseño de las columnas de Confinamiento

Datos:

□□□□□□□□□□ Estribos Cerrados – Para el diseño por Compresión)

$\delta = 1.00$ (Sin Muros Transversales)

□□□□□□□□□□ Para el diseño por Corte)

$\mu = 0.80$ (Juntas sin Tratamiento – Para el diseño por corte-fricción)

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

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

Área mínima de la Columna

$$A_{col.min} = 15 * t = 15 * 13 = 195 \text{ cm}^2$$

Diseño por compresión

Se asume un refuerzo de acero longitudinal en la columna:

Considerando 4□8mm: $A_{s_{min}} = 4*(0.502) = 2.01 \text{ cm}^2$

Luego se calcula el área del núcleo de concreto en la columna.

$$A_n = A_{s_{min}} + \frac{\frac{C}{\phi_c} - A_{s_{min}} * fy}{0.85 * \delta * f'c} = 2.01 + \frac{43334.56 - 2.01 * 4200}{0.85 * 1.00 * 210} = 301.52 \text{ cm}^2$$

$$dn = \frac{A_n}{t - 2r} = \frac{301.52}{13 - 2 * 2} = 33.50 \text{ cm}$$

$$dc = dn + 4 = 33.50 + 4 = 37.50 \text{ cm}$$

$$Ac = dc * t = 37.50 * 13.00 = 487.52 \text{ cm}^2$$

Diseño por corte fricción

Se tiene que tener en cuenta lo siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 * f'c * \phi} = \frac{9209.68}{0.2 * 210 * 0.85} = 257.97 \text{ cm}^2$$

Se toma la mayor área calculada por compresión o corte fricción, pero nunca menor al área mínima.

Entonces el área requerida para las columnas extremas del muro X-02, será:

$$A_{col} = 487.52 \text{ cm}^2$$

Considerando el mismo espesor del muro $t=13\text{cm}$, el peralte de la columna será:

$$d = \frac{A_{col}}{t} = \frac{487.52}{13} = 37.50 \text{ cm} \rightarrow d = 40 \text{ cm}$$

Tabla 49. Cálculo del área de las Columnas de Confinamiento – Muros Portantes X

MURO	Arreglo	A _s min. cm ²	C kgf	A _n cm ²	dn cm	dc cm	Ac cm ²	A _{Col. min.} cm ²	V _C kgf	A _{c-f} cm ²	A _{Col.} cm ²	t cm	d _{calc.} cm	d _{propuesto} cm
X-01	4 φ 8mm	2.01	43334.56	301.52	33.50	37.50	487.52	195.00	9209.68	257.97	487.52	13.00	37.50	40.00
X-02	4 φ 8mm	2.01	43334.56	301.52	33.50	37.50	487.52	195.00	9209.68	257.97	487.52	13.00	37.50	40.00
X-03	4 φ 8mm	2.01	32183.64	212.27	23.59	27.59	358.62	195.00	9032.97	253.02	358.62	13.00	27.59	30.00
X-04	4 φ 8mm	2.01	32183.64	212.27	23.59	27.59	358.62	195.00	9032.97	253.02	358.62	13.00	27.59	30.00
X-05	4 φ 8mm	2.01	43307.92	301.30	33.48	37.48	487.22	195.00	10010.32	280.40	487.22	13.00	37.48	40.00
X-06	4 φ 8mm	2.01	44295.32	309.21	34.36	38.36	498.63	195.00	10279.24	287.93	498.63	13.00	38.36	40.00
X-07	4 φ 8mm	2.01	54190.61	388.40	43.16	47.16	613.02	195.00	9167.01	256.78	613.02	13.00	47.16	50.00
X-08	4 φ 8mm	2.01	54190.61	388.40	43.16	47.16	613.02	195.00	9167.01	256.78	613.02	13.00	47.16	50.00
X-09	4 φ 8mm	2.01	20305.70	117.21	13.02	17.02	221.31	195.00	10030.58	280.97	280.97	13.00	21.61	25.00
X-10	4 φ 8mm	2.01	36865.69	249.75	27.75	31.75	412.74	195.00	11438.77	320.41	412.74	13.00	31.75	35.00
X-11	4 φ 8mm	2.01	38107.14	259.68	28.85	32.85	427.09	195.00	11635.92	325.94	427.09	13.00	32.85	35.00
X-12	4 φ 8mm	2.01	22776.25	136.98	15.22	19.22	249.87	195.00	5178.61	145.06	249.87	13.00	19.22	20.00
X-13	4 φ 8mm	2.01	22776.25	136.98	15.22	19.22	249.87	195.00	5178.61	145.06	249.87	13.00	19.22	20.00
X-14	4 φ 8mm	2.01	38588.95	263.54	29.28	33.28	432.66	195.00	11706.31	327.91	432.66	13.00	33.28	35.00
X-15	4 φ 8mm	2.01	39830.70	273.48	30.39	34.39	447.02	195.00	11903.47	333.43	447.02	13.00	34.39	35.00
X-16	4 φ 8mm	2.01	20876.48	121.78	13.53	17.53	227.91	195.00	6021.32	168.66	227.91	13.00	17.53	20.00
X-17	4 φ 8mm	2.01	20876.48	121.78	13.53	17.53	227.91	195.00	6021.32	168.66	227.91	13.00	17.53	20.00
X-18	4 φ 8mm	2.01	16524.22	86.95	9.66	13.66	177.59	195.00	3808.77	106.69	195.00	13.00	15.00	15.00
X-19	4 φ 8mm	2.01	16524.22	86.95	9.66	13.66	177.59	195.00	3808.77	106.69	195.00	13.00	15.00	15.00
X-20	4 φ 8mm	2.01	45999.96	322.85	35.87	39.87	518.34	195.00	10875.25	304.63	518.34	13.00	39.87	40.00
X-21	4 φ 8mm	2.01	45999.96	322.85	35.87	39.87	518.34	195.00	10875.25	304.63	518.34	13.00	39.87	40.00
X-22	4 φ 8mm	2.01	19763.72	112.87	12.54	16.54	215.04	195.00	4276.81	119.80	215.04	13.00	16.54	20.00
X-23	4 φ 8mm	2.01	21108.19	123.64	13.74	17.74	230.58	195.00	4473.97	125.32	230.58	13.00	17.74	20.00
X-24	4 φ 8mm	2.01	32200.00	212.41	23.60	27.60	358.81	195.00	6277.53	175.84	358.81	13.00	27.60	30.00
X-25	4 φ 8mm	2.01	32200.00	212.41	23.60	27.60	358.81	195.00	6277.53	175.84	358.81	13.00	27.60	30.00
X-26	4 φ 8mm	2.01	29148.47	187.98	20.89	24.89	323.53	195.00	7604.67	213.02	323.53	13.00	24.89	25.00
X-27	4 φ 8mm	2.01	29148.47	187.98	20.89	24.89	323.53	195.00	7604.67	213.02	323.53	13.00	24.89	25.00
X-28	4 φ 8mm	2.01	43648.70	304.03	33.78	37.78	491.16	195.00	9144.68	256.15	491.16	13.00	37.78	40.00
X-29	4 φ 8mm	2.01	43648.70	304.03	33.78	37.78	491.16	195.00	9144.68	256.15	491.16	13.00	37.78	40.00

Fuente Propia

Tabla 50. *Calculo del área de las Columnas de confinamiento – Muros Portantes Y*

MURO	Arreglo	A _s min. cm ²	C kgf	A _n cm ²	dn cm	dc cm	Acol cm ²	A _{Col. min.} cm ²	V _C kgf	A _{c-f} cm ²	A _{Col.} cm ²	t cm	d _{calc.} cm	d _{propuesto} cm
Y-01	4 φ 8mm	2.01	36829.24	249.45	13.13	17.13	393.97	345.00	14458.83	405.01	405.01	23.00	17.61	20.00
Y-02	4 φ 8mm	2.01	36829.24	249.45	13.13	17.13	393.97	345.00	14458.83	405.01	405.01	23.00	17.61	20.00
Y-03	4 φ 8mm	2.01	52494.28	374.82	19.73	23.73	545.73	345.00	12018.41	336.65	545.73	23.00	23.73	25.00
Y-04	4 φ 8mm	2.01	52494.28	374.82	19.73	23.73	545.73	345.00	12018.41	336.65	545.73	23.00	23.73	25.00
Y-05	4 φ 8mm	2.01	38482.83	262.69	13.83	17.83	409.99	345.00	7794.04	218.32	409.99	23.00	17.83	20.00
Y-06	4 φ 8mm	2.01	38482.83	262.69	13.83	17.83	409.99	345.00	7794.04	218.32	409.99	23.00	17.83	20.00
Y-07	4 φ 8mm	2.01	43988.20	306.75	16.14	20.14	463.33	345.00	15605.16	437.12	463.33	23.00	20.14	25.00
Y-08	4 φ 8mm	2.01	44783.13	313.11	16.48	20.48	471.03	345.00	15732.12	440.68	471.03	23.00	20.48	25.00
Y-09	4 φ 8mm	2.01	31761.45	208.90	10.99	14.99	344.87	345.00	9051.73	253.55	345.00	23.00	15.00	15.00
Y-10	4 φ 8mm	2.01	31761.45	208.90	10.99	14.99	344.87	345.00	9051.73	253.55	345.00	23.00	15.00	15.00
Y-11	4 φ 8mm	2.01	76151.49	564.16	29.69	33.69	774.93	345.00	19242.07	538.99	774.93	23.00	33.69	35.00
Y-12	4 φ 8mm	2.01	76151.49	564.16	29.69	33.69	774.93	345.00	19242.07	538.99	774.93	23.00	33.69	35.00
Y-13	4 φ 8mm	2.01	36808.03	249.28	13.12	17.12	393.76	345.00	7710.03	215.97	393.76	23.00	17.12	20.00
Y-14	4 φ 8mm	2.01	38836.76	265.52	13.97	17.97	413.42	345.00	8339.86	233.61	413.42	23.00	17.97	20.00
Y-15	4 φ 8mm	2.01	33270.45	220.97	11.63	15.63	359.49	345.00	9268.89	259.63	359.49	23.00	15.63	20.00
Y-16	4 φ 8mm	2.01	16035.12	83.03	4.37	8.37	192.52	345.00	10462.44	293.07	345.00	23.00	15.00	15.00
Y-17	4 φ 8mm	2.01	16035.12	83.03	4.37	8.37	192.52	345.00	10462.44	293.07	345.00	23.00	15.00	15.00
Y-18	4 φ 8mm	2.01	15590.31	79.47	4.18	8.18	188.21	345.00	10561.55	295.84	345.00	23.00	15.00	15.00
Y-19	4 φ 8mm	2.01	15590.31	79.47	4.18	8.18	188.21	345.00	10561.55	295.84	345.00	23.00	15.00	15.00

Fuente Propia

Cálculo del refuerzo vertical

Se da más importancia a las columnas extremas, pues ellas contendrán el deslizamiento de los muros agrietados. Además, solo se diseñará el refuerzo para el primer piso, ya que las barras serán continuas.

Se tiene que tener en cuenta lo siguiente:

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq A_{s_{min}}$$

$$A_{s_{min}} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.10 * f'c * A_{col}}{F_y} \\ 2cm^2 \end{array} \right\}$$

$$A_{sf} \geq \frac{V_c}{F_y * u * \phi}$$

$$A_{st} \geq \frac{T}{F_y * \phi}$$

Donde:

$$V_c = 9209.68 \text{ kg}$$

$$T = 18837.93 \text{ kg}$$

$$A_{col} = 13 * 40 = 520 \text{ cm}^2$$

Entonces para el muro X-02:

$$A_{sf} \geq \frac{9209.68}{4200 * 0.80 * 0.85} = 3.22 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \frac{18837.93}{4.200 * 0.85} = 5.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.10 * 210 * 520}{4200} = 2.60 \text{ cm}^2 \\ 2cm^2 \end{array} \right\} = 2.60cm^2$$

$$A_T = 3.22 + 5.28 = 8.50 \geq 2.60 \rightarrow A_{s_{cal}} = \mathbf{8.50cm^2}$$

\therefore Usar 8Ø 12mm ($A_s = 9.04 \text{ cm}^2$)

Tabla 51. Refuerzo Longitudinal en Columnas – Muros Portantes X

MURO	V _C kgf	T kgf	A _{Sf} cm ²	A _{St} cm ²	A _T cm ²	A _{min.} cm ²	A _{S calc.} cm ²	Arreglo	A _{S prop.} cm ²
X-01	9209.68	18837.93	3.22	5.28	8.50	2.60	8.50	8 φ 12mm	9.04
X-02	9209.68	18837.93	3.22	5.28	8.50	2.60	8.50	8 φ 12mm	9.04
X-03	9032.97	2823.32	3.16	0.79	3.95	2.00	3.95	4 φ 12mm	4.52
X-04	9032.97	2823.32	3.16	0.79	3.95	2.00	3.95	4 φ 12mm	4.52
X-05	10010.32	12910.04	3.51	3.62	7.12	2.60	7.12	6 φ 12mm	6.78
X-06	10279.24	11559.04	3.60	3.24	6.84	2.60	6.84	6 φ 12mm	6.78
X-07	9167.01	16060.97	3.21	4.50	7.71	3.25	7.71	8 φ 12mm	9.04
X-08	9167.01	16060.97	3.21	4.50	7.71	3.25	7.71	8 φ 12mm	9.04
X-09	10030.58	-2436.69	3.51	0.68	4.19	2.00	4.19	4 φ 12mm	4.52
X-10	11438.77	7721.62	4.01	2.16	6.17	2.28	6.17	6 φ 12mm	6.78
X-11	11635.92	7248.67	4.07	2.03	6.10	2.28	6.10	6 φ 12mm	6.78
X-12	5178.61	519.75	1.81	0.15	1.96	2.00	2.00	4 φ 12mm	4.52
X-13	5178.61	519.75	1.81	0.15	1.96	2.00	2.00	4 φ 12mm	4.52
X-14	11706.31	7077.23	4.10	1.98	6.08	2.28	6.08	6 φ 12mm	6.78
X-15	11903.47	6604.58	4.17	1.85	6.02	2.28	6.02	6 φ 12mm	6.78
X-16	6021.32	-2840.71	2.11	0.80	2.90	2.00	2.90	4 φ 12mm	4.52
X-17	6021.32	-2840.71	2.11	0.80	2.90	2.00	2.90	4 φ 12mm	4.52
X-18	3808.77	1265.81	1.33	0.35	1.69	2.00	2.00	4 φ 12mm	4.52
X-19	3808.77	1265.81	1.33	0.35	1.69	2.00	2.00	4 φ 12mm	4.52
X-20	10875.25	11440.26	3.81	3.20	7.01	2.60	7.01	8 φ 12mm	9.04
X-21	10875.25	11440.26	3.81	3.20	7.01	2.60	7.01	8 φ 12mm	9.04
X-22	4276.81	1376.41	1.50	0.39	1.88	2.00	2.00	4 φ 12mm	4.52
X-23	4473.97	1006.48	1.57	0.28	1.85	2.00	2.00	4 φ 12mm	4.52
X-24	6277.53	9873.00	2.20	2.77	4.96	2.00	4.96	4 φ 12mm	4.52
X-25	6277.53	9873.00	2.20	2.77	4.96	2.00	4.96	4 φ 12mm	4.52
X-26	7604.67	2452.69	2.66	0.69	3.35	2.00	3.35	4 φ 12mm	4.52
X-27	7604.67	2452.69	2.66	0.69	3.35	2.00	3.35	4 φ 12mm	4.52
X-28	9144.68	20032.13	3.20	5.61	8.81	2.60	8.81	8 φ 12mm	9.04
X-29	9144.68	20032.13	3.20	5.61	8.81	2.60	8.81	8 φ 12mm	9.04

Fuente Propia

Tabla 52. Refuerzo Longitudinal en Columnas – Muros Portantes Y

MURO	V _C kgf	T kgf	A _{Sf} cm ²	A _{St} cm ²	A _T cm ²	A _{min.} cm ²	A _{S calc.} cm ²	Arreglo	A _{S prop.} cm ²
Y-01	14458.83	15105.04	5.06	4.23	9.29	2.30	9.29	8 ϕ 12mm	9.04
Y-02	14458.83	15105.04	5.06	4.23	9.29	2.30	9.29	8 ϕ 12mm	9.04
Y-03	12018.41	25094.28	4.21	7.03	11.24	2.88	11.24	6 ϕ5/8"	11.88
Y-04	12018.41	25094.28	4.21	7.03	11.24	2.88	11.24	6 ϕ5/8"	11.88
Y-05	7794.04	17659.72	2.73	4.95	7.68	2.30	7.68	8 ϕ 12mm	9.04
Y-06	7794.04	17659.72	2.73	4.95	7.68	2.30	7.68	4 ϕ5/8"	7.92
Y-07	15605.16	15730.66	5.46	4.41	9.87	2.88	9.87	8 ϕ 12mm	9.04
Y-08	15732.12	15421.59	5.51	4.32	9.83	2.88	9.83	8 ϕ 12mm	9.04
Y-09	9051.73	10136.34	3.17	2.84	6.01	2.00	6.01	6 ϕ 12mm	6.78
Y-10	9051.73	10136.34	3.17	2.84	6.01	2.00	6.01	6 ϕ 12mm	6.78
Y-11	19242.07	36566.22	6.74	10.24	16.98	4.03	16.98	8 ϕ5/8"	15.84
Y-12	19242.07	36566.22	6.74	10.24	16.98	4.03	16.98	8 ϕ5/8"	15.84
Y-13	7710.03	16549.78	2.70	4.64	7.34	2.30	7.34	6 ϕ 12mm	6.78
Y-14	8339.86	13101.71	2.92	3.67	6.59	2.30	6.59	6 ϕ 12mm	6.78
Y-15	9268.89	12361.09	3.25	3.46	6.71	2.30	6.71	6 ϕ 12mm	6.78
Y-16	10462.44	957.38	3.66	0.27	3.93	2.00	3.93	4 ϕ 12mm	4.52
Y-17	10462.44	957.38	3.66	0.27	3.93	2.00	3.93	4 ϕ 12mm	4.52
Y-18	10561.55	1950.75	3.70	0.55	4.24	2.00	4.24	4 ϕ 12mm	4.52
Y-19	10561.55	1950.75	3.70	0.55	4.24	2.00	4.24	4 ϕ 12mm	4.52

Fuente Propia

Determinación de los estribos de confinamiento vertical:

Se debe tener en cuenta lo siguiente:

$$S1 = \frac{A_v * F_y}{0.3 * t_n * f'c * \left(\frac{A_c}{A_n} - 1\right)}$$

$$S2 = \frac{A_v * F_y}{0.12 * t_n * f'c}$$

$$S3 = \frac{d}{4} \geq 5cm$$

$$S4 = 10cm$$

$$L_o \geq 45cm \text{ o } 1.5d$$

Siendo:

Considerando Estribos de $\square \square$ 6mm ($A_s=0.28cm^2$) $\rightarrow A_v= 2*0.32=0.56$

$$t_n = t - 4 = 13 - 4 = 9cm$$

$$A_n = d_n * t_n = (40-4)*9=324$$

$$S1 = \frac{0.56 * 4200}{0.3 * 9 * 210 * \left(\frac{520}{324} - 1\right)} = 3.43cm$$

$$S2 = \frac{0.56 * 4200}{0.12 * 9 * 210} = 5.19cm$$

$$S3 = \frac{40}{4} \geq 10cm$$

$$S4 = 10cm$$

Se escoge el menor

$$S_{cal.} = 3.43cm \rightarrow S_{pprop.} = 5cm$$

$$L_o \geq 45cm \text{ ó } 1.5 * 40 = 60cm$$

$$S_{máx} = 5cm$$

Sin embargo, se tomará una separación más estándar

Distribución: N° Estribos= (60-5) / 10= 6 estribos

∴ Estribo \square 6mm 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m

Tabla 53. Refuerzo Transversal en Columnas – Muros Portantes X

MURO	t_n cm	A_n cm ²	A_c cm ²	d cm	S_1 cm	S_2 cm	S_3 cm	S_4 cm	$S_{calc.}$ cm	$S_{prop.}$ cm	Arreglo
X-01	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	10.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-02	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	11.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-03	9.00	234.00	390.00	30.00	3.11	5.19	7.50	12.00	3.11	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-04	9.00	234.00	390.00	30.00	3.11	5.19	7.50	13.00	3.11	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-05	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	14.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-06	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	15.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-07	9.00	414.00	650.00	50.00	3.64	5.19	12.50	16.00	3.64	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-08	9.00	414.00	650.00	50.00	3.64	5.19	12.50	17.00	3.64	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-09	9.00	189.00	325.00	25.00	2.88	5.19	6.25	18.00	2.88	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-10	9.00	279.00	455.00	35.00	3.29	5.19	8.75	19.00	3.29	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-11	9.00	279.00	455.00	35.00	3.29	5.19	8.75	20.00	3.29	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-12	9.00	144.00	260.00	20.00	2.57	5.19	5.00	21.00	2.57	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-13	9.00	144.00	260.00	20.00	2.57	5.19	5.00	22.00	2.57	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-14	9.00	279.00	455.00	35.00	3.29	5.19	8.75	23.00	3.29	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-15	9.00	279.00	455.00	35.00	3.29	5.19	8.75	24.00	3.29	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-16	9.00	144.00	260.00	20.00	2.57	5.19	5.00	25.00	2.57	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-17	9.00	144.00	260.00	20.00	2.57	5.19	5.00	26.00	2.57	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-18	9.00	99.00	195.00	15.00	2.14	5.19	5.00	27.00	2.14	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-19	9.00	99.00	195.00	15.00	2.14	5.19	5.00	28.00	2.14	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-20	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	29.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-21	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	30.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-22	9.00	144.00	260.00	20.00	2.57	5.19	5.00	31.00	2.57	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-23	9.00	144.00	260.00	20.00	2.57	5.19	5.00	32.00	2.57	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-24	9.00	234.00	390.00	30.00	3.11	5.19	7.50	33.00	3.11	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-25	9.00	234.00	390.00	30.00	3.11	5.19	7.50	34.00	3.11	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-26	9.00	189.00	325.00	25.00	2.88	5.19	6.25	35.00	2.88	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-27	9.00	189.00	325.00	25.00	2.88	5.19	6.25	36.00	2.88	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-28	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	37.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
X-29	9.00	324.00	520.00	40.00	3.43	5.19	10.00	38.00	3.43	5.00	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m

Fuente Propia

Tabla 54. Refuerzo Transversal en Columnas – Muros Portantes Y

MURO	t_n cm	A_n cm ²	A_c cm ²	d cm	S_1 cm	S_2 cm	S_3 cm	S_4 cm	$S_{calc.}$ cm	$S_{prop.}$ cm	Arreglo
Y-01	19.00	304.00	460.00	20.00	1.91	2.46	5.00	10.00	1.91	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-02	19.00	304.00	460.00	20.00	1.91	2.46	5.00	10.00	1.91	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-03	19.00	399.00	575.00	25.00	2.23	2.46	6.25	10.00	2.23	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-04	19.00	399.00	575.00	25.00	2.23	2.46	6.25	10.00	2.23	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-05	19.00	304.00	460.00	20.00	1.91	2.46	5.00	10.00	1.91	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-06	19.00	304.00	460.00	20.00	1.91	2.46	5.00	10.00	1.91	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-07	19.00	399.00	575.00	25.00	2.23	2.46	6.25	10.00	2.23	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-08	19.00	399.00	575.00	25.00	2.23	2.46	6.25	10.00	2.23	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-09	19.00	209.00	345.00	15.00	1.51	2.46	5.00	10.00	1.51	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-10	19.00	209.00	345.00	15.00	1.51	2.46	5.00	10.00	1.51	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-11	19.00	589.00	805.00	35.00	2.68	2.46	8.75	10.00	2.46	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-12	19.00	589.00	805.00	35.00	2.68	2.46	8.75	10.00	2.46	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 6 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-13	19.00	304.00	460.00	20.00	1.91	2.46	5.00	10.00	1.91	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-14	19.00	304.00	460.00	20.00	1.91	2.46	5.00	10.00	1.91	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-15	19.00	304.00	460.00	20.00	1.91	2.46	5.00	10.00	1.91	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-16	19.00	209.00	345.00	15.00	1.51	2.46	5.00	10.00	1.51	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-17	19.00	209.00	345.00	15.00	1.51	2.46	5.00	10.00	1.51	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-18	19.00	209.00	345.00	15.00	1.51	2.46	5.00	10.00	1.51	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m
Y-19	19.00	209.00	345.00	15.00	1.51	2.46	5.00	10.00	1.51	2.50	φ6mm, 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25m

Fuente Propia

g) Diseño de las Vigas Soleras

Se tendrá en cuenta las siguientes formulas:

$$T_s = V_{m1} * \frac{Lm}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi * F_y} \geq \frac{0.1 * f'c * Acs}{F_y}$$

Datos:

- ✓ $\phi = 0.9$
- ✓ $L = 5.78 \text{ m}$
- ✓ $Lm = 3.30 \text{ m}$
- ✓ $Acs = b * h = 13 * 20 = 260 \text{ cm}^2$
- ✓ $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ $F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ $V_{m1} = 43015.74 \text{ kg}$

Siendo:

$$T_s = 43015.74 * \frac{3.30}{2 * 5.78} = 12279.58 \text{ kg} = 12.28 \text{ ton}$$

$$A_s = \frac{12279.58}{0.9 * 4200} = 3.25 \geq \frac{0.1 * 210 * 23 * 260}{4200} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$A_s = 3.25 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Area de Acero Calculado

Considerando barras de $\square 12 \text{ mm}$ ($A_s = 1.13 \text{ cm}^2$)

$A_s = 4 * 1.13 = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Area de Acero Propuesto

∴ Usar 4 barras de $\square 12 \text{ mm}$

La distribución de estribos se considerará la misma para todas las vigas soleras de los muros portantes y para todos los niveles y esta distribución es la indicada en la norma E070 de albañilería confinada.

∴ Usar estribo de $\square 6 \text{ mm}$ a 1 @ 0.05; 4 @ 0.10; Resto @ 0.25

Tabla 55. Refuerzo Longitudinal en Vigas Soleras – Muros Portantes X

MURO	V _m kgf	L _m m	L m	T _s kgf	A _{cs} cm ²	A _{S 1} cm ²	A _{S min} cm ²	A _{S calc.} cm ²	Arreglo	A _{S prop.} cm ²
X-01	43015.74	3.30	5.78	12279.58	260.00	3.25	1.30	3.25	4 φ 12mm	4.52
X-02	43015.74	3.30	5.78	12279.58	260.00	3.25	1.30	3.25	4 φ 12mm	4.52
X-03	18065.94	2.68	2.68	9032.97	260.00	2.39	1.30	2.39	4 φ 12mm	4.52
X-04	18065.94	2.68	2.68	9032.97	260.00	2.39	1.30	2.39	4 φ 12mm	4.52
X-05	20020.65	3.55	3.55	10010.32	260.00	2.65	1.30	2.65	4 φ 12mm	4.52
X-06	20558.48	3.55	3.55	10279.24	260.00	2.72	1.30	2.72	4 φ 12mm	4.52
X-07	18334.03	3.43	3.43	9167.01	260.00	2.43	1.30	2.43	4 φ 12mm	4.52
X-08	18334.03	3.43	3.43	9167.01	260.00	2.43	1.30	2.43	4 φ 12mm	4.52
X-09	20061.15	2.48	2.48	10030.58	260.00	2.65	1.30	2.65	4 φ 12mm	4.52
X-10	22877.53	3.55	3.55	11438.77	260.00	3.03	1.30	3.03	4 φ 12mm	4.52
X-11	23271.84	3.55	3.55	11635.92	260.00	3.08	1.30	3.08	4 φ 12mm	4.52
X-12	10357.21	1.63	1.63	5178.61	260.00	1.37	1.30	1.37	4 φ 12mm	4.52
X-13	10357.21	1.63	1.63	5178.61	260.00	1.37	1.30	1.37	4 φ 12mm	4.52
X-14	23412.63	3.55	3.55	11706.31	260.00	3.10	1.30	3.10	4 φ 12mm	4.52
X-15	23806.94	3.55	3.55	11903.47	260.00	3.15	1.30	3.15	4 φ 12mm	4.52
X-16	12042.64	1.75	1.75	6021.32	260.00	1.59	1.30	1.59	4 φ 12mm	4.52
X-17	12042.64	1.75	1.75	6021.32	260.00	1.59	1.30	1.59	4 φ 12mm	4.52
X-18	7617.53	1.48	1.48	3808.77	260.00	1.01	1.30	1.30	4 φ 12mm	4.52
X-19	7617.53	1.48	1.48	3808.77	260.00	1.01	1.30	1.30	4 φ 12mm	4.52
X-20	21750.49	3.55	3.55	10875.25	260.00	2.88	1.30	2.88	4 φ 12mm	4.52
X-21	21750.49	3.55	3.55	10875.25	260.00	2.88	1.30	2.88	4 φ 12mm	4.52
X-22	8553.62	1.48	1.48	4276.81	260.00	1.13	1.30	1.30	4 φ 12mm	4.52
X-23	8947.94	1.48	1.48	4473.97	260.00	1.18	1.30	1.30	4 φ 12mm	4.52
X-24	12555.05	2.60	2.60	6277.53	260.00	1.66	1.30	1.66	4 φ 12mm	4.52
X-25	12555.05	2.60	2.60	6277.53	260.00	1.66	1.30	1.66	4 φ 12mm	4.52
X-26	15209.34	2.35	2.35	7604.67	260.00	2.01	1.30	2.01	4 φ 12mm	4.52
X-27	15209.34	2.35	2.35	7604.67	260.00	2.01	1.30	2.01	4 φ 12mm	4.52
X-28	42712.12	3.30	5.78	12192.91	260.00	3.23	1.30	3.23	4 φ 12mm	4.52
X-29	42712.12	3.30	5.78	12192.91	260.00	3.23	1.30	3.23	4 φ 12mm	4.52

Fuente Propia

Tabla 56. Refuerzo Longitudinal en Vigas Soleras – Muros Portantes Y

MURO	V _m kgf	L _m m	L m	T _s kgf	A _{CS} cm ²	A _{S 1} cm ²	A _{S min} cm ²	A _{S calc.} cm ²	Arreglo	A _{S prop.} cm ²
Y-01	28917.67	2.95	2.95	14458.83	460.00	3.83	2.30	3.83	4 φ 12mm	4.52
Y-02	28917.67	2.95	2.95	14458.83	460.00	3.83	2.30	3.83	4 φ 12mm	4.52
Y-03	24036.83	3.13	3.13	12018.41	460.00	3.18	2.30	3.18	4 φ 12mm	4.52
Y-04	24036.83	3.13	3.13	12018.41	460.00	3.18	2.30	3.18	4 φ 12mm	4.52
Y-05	15588.08	2.23	2.23	7794.04	460.00	2.06	2.30	2.30	4 φ 12mm	4.52
Y-06	15588.08	2.23	2.23	7794.04	460.00	2.06	2.30	2.30	4 φ 12mm	4.52
Y-07	31210.31	3.13	3.13	15605.16	460.00	4.13	2.30	4.13	4 φ 12mm	4.52
Y-08	31464.23	3.13	3.13	15732.12	460.00	4.16	2.30	4.16	4 φ 12mm	4.52
Y-09	20065.42	2.03	2.25	9051.73	460.00	2.39	2.30	2.39	4 φ 12mm	4.52
Y-10	20065.42	2.03	2.25	9051.73	460.00	2.39	2.30	2.39	4 φ 12mm	4.52
Y-11	38484.13	4.43	4.43	19242.07	460.00	5.09	2.30	5.09	4 φ 12mm	4.52
Y-12	38484.13	4.43	4.43	19242.07	460.00	5.09	2.30	5.09	4 φ 12mm	4.52
Y-13	15420.06	2.13	2.13	7710.03	460.00	2.04	2.30	2.30	4 φ 12mm	4.52
Y-14	16679.72	2.13	2.13	8339.86	460.00	2.21	2.30	2.30	4 φ 12mm	4.52
Y-15	18537.79	2.28	2.28	9268.89	460.00	2.45	2.30	2.45	4 φ 12mm	4.52
Y-16	20924.88	1.65	1.65	10462.44	460.00	2.77	2.30	2.77	4 φ 12mm	4.52
Y-17	20924.88	1.65	1.65	10462.44	460.00	2.77	2.30	2.77	4 φ 12mm	4.52
Y-18	21123.10	1.70	1.70	10561.55	460.00	2.79	2.30	2.79	4 φ 12mm	4.52
Y-19	21123.10	1.70	1.70	10561.55	460.00	2.79	2.30	2.79	4 φ 12mm	4.52

Fuente Propia

4.3.11 Diseño de Muros de Concreto Armado

Tanto las vigas dinteles, como las columnas aisladas y las placas de concreto armado, deben diseñarse ante la acción del sismo moderado, amplificando los esfuerzos (V_e , M_e) por un factor de carga $FC = 1.25$, de tal forma que inicien su falla por flexión antes que se produzca la rotura por corte de la albañilería ante el sismo severo. A continuación, se detalla el diseño del muro PL-X1, siguiendo las especificaciones de la Norma de Concreto Armado E.060.

Este muro presenta las siguientes características:

- ✓ Esbeltez = altura total / longitud = $h_m / L = 13.15 / 2.48 = 5.30 > 1.0$ à muro esbelto
- ✓ Área axial bruta = $A = t L = 0.13 \times 2.48 = 0.32 \text{ m}^2 = \text{área de corte}$
- ✓ Momento de inercia de la sección bruta = $I = t L^3 / 12 = 0.13 \times 2.48^3 / 12 = 0.17 \text{ m}^4$
- ✓ Resistencia nominal del concreto = $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Fuerzas internas en el primer piso: $P_g = 14.33 \text{ ton}$, $V_e = 24.42 \text{ ton}$, $M_e = 85.53 \text{ ton}$. (Revisar Tabla 30)

Las situaciones más críticas para determinar el refuerzo vertical, es cuando actúa carga vertical mínima ($FC = 0.9$) y momento flector máximo ($FC = 1.25$), mientras que por flexo compresión la situación más crítica se presenta cuando la carga axial es máxima ($FC = 1.25$), de este modo, las combinaciones de cargas últimas son:

- ✓ $P_u = 12.90 \text{ ton}$, $V_u = 30.52 \text{ ton}$, $M_u = 106.91 \text{ ton-m}$: **Combinación 1**
- ✓ $P_u = 17.91 \text{ ton}$, $V_u = 30.52 \text{ ton}$, $M_u = 106.91 \text{ ton-m}$: **Combinación 2**

A) Diseño por Compresión Pura

En este caso:

$$PD = 2.99 \times 4 + 1.94 = 13.91 \text{ ton (Ver Tabla 13)}$$

$$PL = (0.37 \times 4 + 0.19) \times 0.25 = 0.42 \text{ ton (Ver Tabla 13)}$$

$$P_u = 1.4PD + 1.7PL = 1.4 \times 13.91 + 1.7 \times 0.42 = 20.19 \text{ ton, éste valor deberá ser menor que } \phi P_n:$$

$$P_u \leq \phi P_n = 0.55 * \phi * f'c * A * \left[1 - \left(\frac{k * h}{32 * t} \right)^2 \right]$$

Donde:

$f = 0.7$ = factor de reducción de resistencia por compresión pura

P_n = resistencia nominal a compresión pura

$k = 1.0$ para muros sin restricción a la rotación en sus extremos

$h = 2.75 \text{ m} = \text{altura del primer piso}$

$t = 0.13 \text{ m} = \text{espesor del muro}$

Aplicando la fórmula se obtiene:

$$\phi P_n = 0.55 * 0.70 * 210 * 0.32 * \left[1 - \left(\frac{1.00 * 2.75}{32 * 0.13} \right)^2 \right] * 10 = 145.66 \text{ ton}$$

$\square P_n = 145.66 \text{ ton} > P_u = 20.19 \text{ ton} \rightarrow \text{Cumple.}$

B) Verificación de la Necesidad de Confinar los Bordes

La flexocompresión máxima se obtiene de la expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M * y}{I}$$

Dónde: $y = \frac{1}{2} L = \frac{1}{2} * 2.48 = 1.24 \text{ m} = 124 \text{ cm}$

Con lo cual:

$$\sigma = \frac{17.91}{0.32} + \frac{106.91 * 1.24}{0.17} = 779.81 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 77.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 0.37 f'_c$$

Puesto que el esfuerzo de flexocompresión supera a $0.2 f'_c$, habrá que confinar los bordes.

C) Momento Flector de Agrietamiento por Flexión (MCR)

El momento flector asociado al agrietamiento por flexión, se obtiene de la expresión:

$$\frac{M_{CR} * y}{I} - \frac{P}{A} = 2\sqrt{f'_c} \rightarrow M_{CR} = \left(2\sqrt{f'_c} + \frac{P}{A} \right) * \frac{I}{y}$$
$$M_{CR} = \left(2\sqrt{210} * 10 + \frac{17.91}{0.32} \right) * \frac{0.17}{1.24} = 47.41 \text{ ton} - \text{m}$$

De acuerdo a la Norma E.060, la sección deberá soportar un momento flector por lo menos igual a

$M = 1.2 \text{ MCR} = 1.2 * 47.41 = 56.89 \text{ ton-m}$, este valor resulta menor que $M_u = 106.91 \text{ ton-m}$, por lo que se trabajará con $M_u = 106.91 \text{ ton-m}$ para el diseño del refuerzo vertical.

D) Determinación del Refuerzo Vertical y del Momento Flector Nominal M_n

$$\frac{P_u}{A} = \frac{17.91}{0.32 * 10} = 5.60 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 0.10 f'_c = 0.10 * 210 = 21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Puesto que el esfuerzo producido por la carga axial máxima es menor que el 10% de f'_c , para el diseño por flexo compresión se utilizará un factor de reducción de resistencia $\phi = 0.9$. El refuerzo a concentrar en los extremos (A_s) puede obtenerse inicialmente de la expresión:

$$A_s * F_y * D + \frac{1}{2} * P_u * L \geq \frac{M_u}{\phi}$$

Donde:

$$D = 0.8L = 0.8 * 2.48 = 1.98 \rightarrow \text{Peralte Efectivo}$$

Con lo cual:

$$A_s \geq \left(\frac{106.91}{0.90} - \frac{17.91 * 2.48}{2} \right) * \frac{1}{4.20 * 1.98} = 11.60 \text{ cm}^2$$

De esta manera, se colocará 6 \square 5/8" en los extremos más una cuantía interior mínima igual a 0.0025 (\square 8 mm @ 15 cm). Dibujado el diagrama de interacción correspondiente (con valores nominales M_n , P_n), puede observarse en la siguiente figura que los puntos $M_u/\phi M_n$, $P_u/\phi P_n$ caen en su interior, por tanto, el refuerzo es adecuado. Adicionalmente, ingresando al diagrama con $P_u/\phi = 17.91/0.9 = 19.90$ ton, se obtiene un momento nominal $M_n = 150$ ton-m.

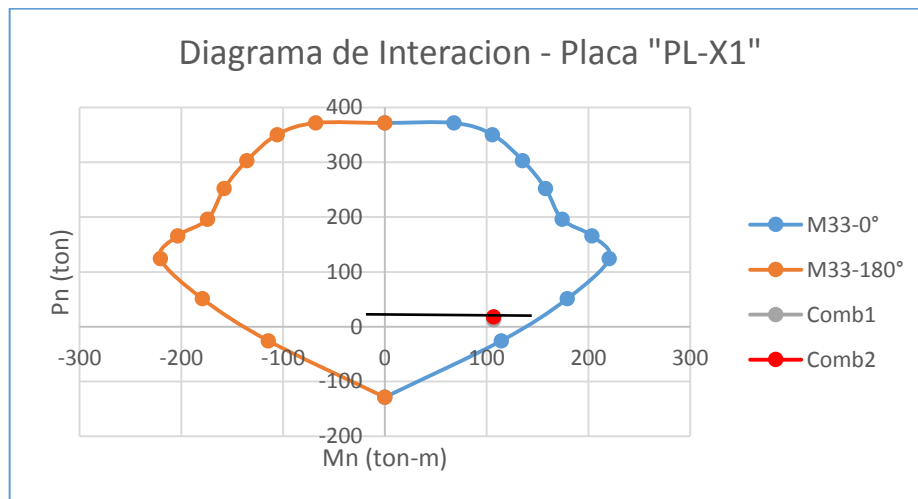


Figura 27. Detalle del Refuerzo Longitudinal en la Placa PL-X1
Fuente propia

E) Diseño del Refuerzo Horizontal

El refuerzo horizontal debe ser capaz de soportar la fuerza cortante V_u asociada al mecanismo de falla por flexión, admitiéndose que el refuerzo vertical puede incurrir en su zona de endurecimiento:

$$V_u = 1.25 * V_{ua} * \left(\frac{M_u}{M_{ua}} \right) = 1.25 * 30.52 * \left(\frac{150}{106.91} \right) = 53.53 \text{ ton}$$

La resistencia nominal al corte está dada por:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * A$$

$$\phi V_s = \phi * A * \rho * f_y$$

Siendo:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.32 * 10 = 20.89 \text{ ton}$$

$$\phi V_s = 0.85 * 0.32 * 0.0025 * 4200 * 10 = 28.56 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 20.89 + 28.56 = 49.45 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 49.45 \text{ ton} > V_u = 30.52$$

ρ : cuantía horizontal mínima $\rightarrow \rho = 0.0025$

Se utilizará $\square\square 8 \text{ mm @ } 15 \text{ cm}$ (cuantía = $0.50/(15 \times 13) = 0.00256$).

4.3.12 Cimiento Corrido

Para el diseño de los cimientos corridos se trabajó cada muro de manera individual, tendiendo un margen mayor de seguridad. Se calculó el ancho tributario del cimiento de la siguiente manera:

$$P_g = PD + 0.25PL$$

$$B = \frac{P_g}{L * q_{adm}}$$

El estudio de mecánica de suelos nos da una capacidad portante del suelo de 1 kg/cm^2 a un nivel de -1.10m de profundidad.

Tabla 57. Ancho de Cimiento Corrido

MURO	L m	Pg tonnef	B m
X-01	6.50	41.49	0.64
X-02	6.50	41.49	0.64
X-03	5.50	34.19	0.62
X-04	5.50	34.19	0.62
X-05	5.50	35.53	0.65
X-06	6.00	37.87	0.63
X-07	7.00	45.51	0.65
X-08	7.00	45.51	0.65
X-09	3.50	27.18	0.78
X-10	5.00	33.51	0.67
X-11	5.30	35.22	0.66
X-12	4.30	25.97	0.60
X-13	4.30	25.97	0.60
X-14	5.50	36.54	0.66
X-15	5.70	38.26	0.67
X-16	4.00	27.52	0.69
X-17	4.00	27.52	0.69
X-18	2.70	17.91	0.66
X-19	2.70	17.91	0.66
X-20	6.25	40.92	0.65
X-21	6.25	40.92	0.65
X-22	3.50	21.69	0.62
X-23	3.80	23.40	0.62
X-24	4.00	25.99	0.65
X-25	4.00	25.99	0.65
X-26	4.75	31.12	0.66
X-27	4.75	31.12	0.66
X-28	5.78	39.77	0.69
X-29	5.78	39.77	0.69
PL-X1	2.48	15.58	0.63
PL-X2	2.48	15.58	0.63

MURO	L m	Pg tonnef	B m
Y-01	3.50	24.57	0.70
Y-02	3.50	24.57	0.70
Y-03	4.35	30.25	0.70
Y-04	4.35	30.25	0.70
Y-05	3.00	22.83	0.76
Y-06	3.00	22.83	0.76
Y-07	3.85	30.25	0.79
Y-08	3.85	31.35	0.81
Y-09	3.40	24.30	0.71
Y-10	3.40	24.30	0.71
Y-11	5.78	43.58	0.75
Y-12	5.78	43.58	0.75
Y-13	3.50	22.24	0.64
Y-14	3.50	27.75	0.79
Y-15	2.85	22.60	0.79
Y-16	2.50	16.14	0.65
Y-17	2.50	16.14	0.65
Y-18	2.50	14.45	0.58
Y-19	2.50	14.45	0.58
PL-Y1	2.28	24.23	1.06
PL-Y2	2.28	28.64	1.26
PL-Y3	2.28	21.89	0.96
PL-Y4	2.28	26.18	1.15

Fuente propia

El estudio de mecánica de suelos nos da una capacidad portante del suelo de 1 kg/cm² a un nivel de -1.10m de profundidad.

Se propone un ancho de cimiento de 70cm para los muros en la dirección X, y un ancho de 80cm para los muros en la dirección "Y". También se considerará un ancho tributario para las zapatas de las placas de 100cm, y en las zonas donde existen tabiquería se ha considerado un ancho de cimiento de 45cm.

4.3.13 Diseño de la Escalera

La escalera es un elemento estructural que conecta los diferentes pisos de una edificación y se diseña como una losa armada en una sola dirección.

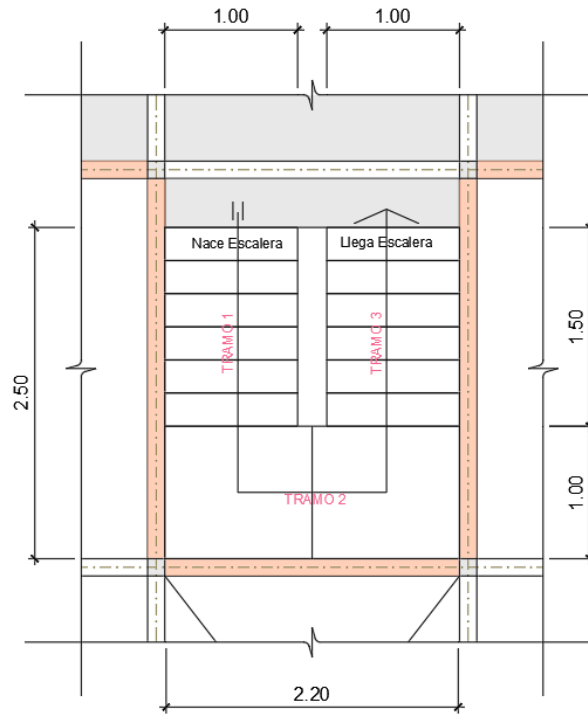


Figura 28. Dimensiones de la Escalera Típica
Fuente propia

Datos:

Luz libre= 2.50 m

Desnivel de entrepiso = 2.60 m

Paso: $p=0.25$ m

Pasos = 15

Contrapasos: $cp=0.173$ m

Espesor de garganta, $t=0.15$ m

Recubrimiento, $r=2$ cm

Peralte efectivo, $d=t-r-d_b/2$

Asumiendo un $\square\square\square\square \rightarrow d=15-2-0.95/2 = 12.50$ cm

Hallando Peso de la Escalera para los dos tramos:

- Tramo Inclinado (Formula del Ing. San Bartolomé)

$$W_{pp} = \gamma \left[\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right]; \gamma = \text{concreto}$$

$$W_{pp} = 2.40 \left[\frac{0.173}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.173}{0.25}\right)^2} \right] = 0.645 \frac{ton}{m^2}$$

A) Metrado de Cargas:

Carga muerta tramo inclinado

$$\text{Peso propio} = 0.645 \times 1\text{m} = 0.645 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.100 \times 1\text{m} = 0.100 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WD(\text{Carga muerta}) = 0.745 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva tramo inclinado

$$\text{Peso carga viva} = 0.200 \times 1\text{m} = 0.200 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WL(\text{Carga viva}) = 0.200 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última en tramo inclinado

$$\text{carga última: } Wu = 1.4CM + 1.7CV = 1.383 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga muerta en Descansos

$$\text{Peso propio} = 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} * 0.15 * 1\text{m} = 0.360 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.100 \times 1\text{m} = 0.100 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WD(\text{Carga muerta}) = 0.460 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva en descansos

$$\text{Peso carga viva} = 0.200 \times 1\text{m} = 0.200 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WL(\text{Carga viva}) = 0.200 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última en descansos

$$\text{carga última: } Wu = 1.4CM + 1.7CV = 0.984 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para el Cálculo de Mu y Vu se utilizó el programa SAP2000

Tramo 1

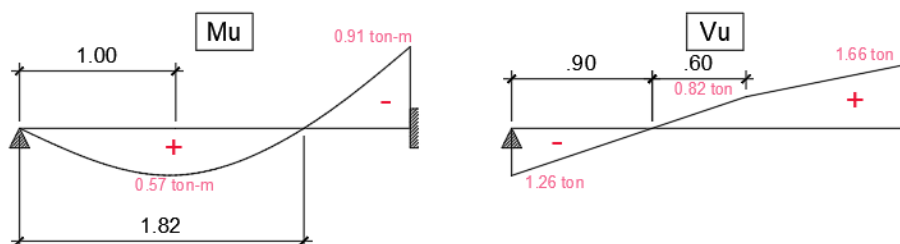


Figura 29. Diagrama de Momento y Cortante del Tramo 1
Fuente propia

Tramo 2

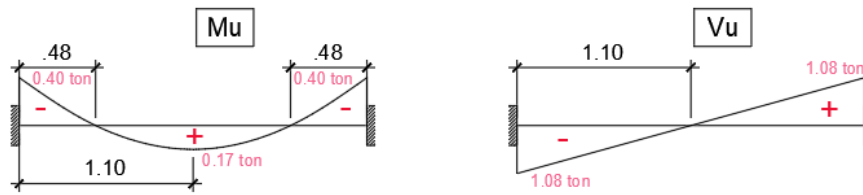


Figura 30. Diagrama de Momento y Cortante del Tramo 2
Fuente propia

Tramo 3

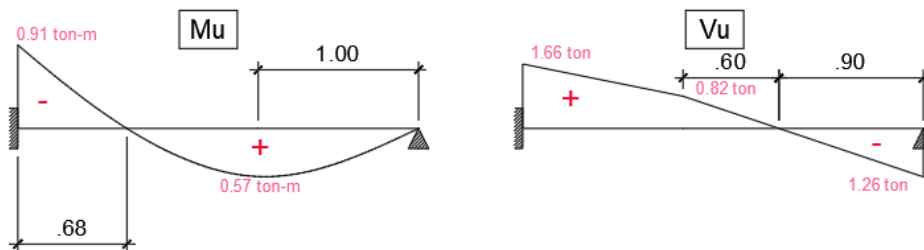


Figura 31. Diagrama de Momento y Cortante del Tramo 3
Fuente propia

B) Diseño por Flexión

Tramo 1:

Mu (+) = 0.57 ton-m

Asumimos

$$a = \frac{d}{5} = \frac{12.50}{5} = 2.50 \text{ cm} \rightarrow A_s = \frac{0.17 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (12.50 - 1.2)} = 1.34 \text{ cm}^2$$

Verificamos "a":

$$a = \frac{1.34 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 0.32 \text{ cm}$$

Con $a=0.32 \text{ cm} \rightarrow A_s=1.22 \text{ cm}^2 \rightarrow a=0.29 \text{ cm}$ **OK!**

Según la norma E060, Artículo 11.5.2, el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} * 100 * 12.50 = 3.02 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s < A_{s_{min}}$$

Por lo tanto, para $A_s= 3.02 \text{ cm}^2$, usaremos: $\square 3/8''$ ($A_s=0.71 \text{ cm}^2$)

$$\text{N}^\circ \text{ barras: } n = \frac{3.02}{0.71} = 5 \rightarrow \text{Separación: } s = \frac{100 - 2 \cdot 2}{5 - 1} = 24 \text{ cm}$$

Se optó por la siguiente distribución: $\square \square 3/8'' @ 0.20 \text{ m}$

Mu (-) = 0.91 ton-m

Con $a=2.50\text{cm} \rightarrow A_s=2.14\text{cm}^2 \rightarrow a=0.50\text{cm}$

Con $a=0.50\text{cm} \rightarrow A_s=1.97\text{cm}^2 \rightarrow a=0.46\text{cm}$ **OK!**

$A_s < A_{s_{min}}$

Se usa $A_{s_{min}} = 3.02\text{cm}^2$

Por lo tanto: $\square\square 3/8'' @ 0.20\text{m}$

Tramo 2

Mu (+) = 0.17 ton-m

Asumimos

$$a = \frac{d}{5} = \frac{12.50}{5} = 2.50\text{cm} \rightarrow A_s = \frac{0.17 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (12.50 - 1.25)} = 0.40\text{cm}^2$$

Verificamos a:

$$a = \frac{0.40 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 0.09\text{cm}$$

Con $a=0.09\text{cm} \rightarrow A_s=0.36\text{cm}^2 \rightarrow a=0.08\text{cm}$ **OK!**

$A_s < A_{s_{min}}$

Se usa $A_{s_{min}} = 3.02\text{cm}^2$

Por lo tanto: $\square\square 3/8'' @ 0.20\text{m}$

Mu (-) = 0.40 ton-m

Con $a=2.50\text{cm} \rightarrow A_s=0.40\text{cm}^2 \rightarrow a=0.09\text{cm}$

Con $a=0.09\text{cm} \rightarrow A_s=0.36\text{cm}^2 \rightarrow a=0.08\text{cm}$ **OK!**

$A_s < A_{s_{min}}$

Se usa $A_{s_{min}} = 3.02\text{cm}^2$

Por lo tanto: $\square\square 3/8'' @ 0.20\text{m}$

C) Diseño por Corte

Según la norma E060, Artículo 13, Inciso 13.2 "Contribución del concreto en la resistencia al corte":

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot 12.50}{1000} = 9.60\text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 9.60 = 8.16\text{ ton}$$

Siempre debe cumplirse que: $V_u \leq \phi V_c$

Según la norma E060, Artículo 14, Inciso 14.4.7 "Diseño por fuerza cortante", cuando el V_u exceda la resistencia al corte ϕV_c , deberá proveerse refuerzo.

Tramo 1:

$$Vu=1.66\text{ton y } \phi Vc=8.16\text{ton} \rightarrow Vu \leq \phi Vc \text{ OK!}$$

Tramo 2:

$$Vu=1.08\text{ton y } \phi Vc=8.16\text{ton} \rightarrow Vu \leq \phi Vc \text{ OK!}$$

D) Refuerzo por Temperatura

$$As = 0.0018 * b * t = 0.0018 * 100 * 12.50 = 2.25\text{cm}^2$$

Usaremos: $\emptyset 3/8''$ ($As=0.71\text{cm}^2$)

$$\text{N}^\circ \text{ barras: } n = \frac{2.25}{0.71} = 4 \rightarrow \text{Separación: } s = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$$

Se tiene la siguiente distribución: $\emptyset 3/8'' @ 0.25\text{m}$

4.3.14 Diseño de la Losa Aligerada

- ✓ Se escoge el paño más desfavorable (entre X5, X6 y entre Y1, Y2).
- ✓ La longitud de la vigueta será de 3.95 m, de eje a eje de vigas.
- ✓ Se diseñará como viga T, $b_1=10\text{cm}$, $b_2=40\text{cm}$, $h=20\text{cm}$, $d=17\text{cm}$

A) Metrado de Cargas:**Carga muerta tramo inclinado**

$$\text{Peso propio} = 0.300 \times 0.40 = 0.120 \frac{\text{ton}}{\text{m}} ; h = 0.20\text{m}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.100 \times 0.40 = 0.040 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WD(\text{Carga muerta}) = 0.160 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva tramo inclinado

$$\text{Peso carga viva} = 0.200 \times 0.40 = 0.080 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WL(\text{Carga viva}) = 0.080 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última

$$\text{carga última: } Wu = 1.4CM + 1.7CV = 0.360 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

B) Diseño por Flexión:

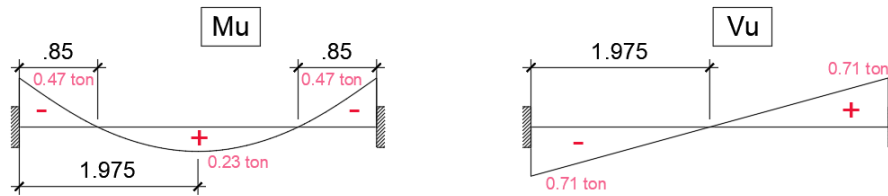


Figura 32. Diagrama de Momento y Cortante del tramo de la losa
Fuente propia

Mu (-) = 0.47 ton-m (b=10cm)

Asumimos

$$a = \frac{d}{5} = \frac{17}{5} = 3.40\text{cm} \rightarrow A_s = \frac{0.47 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 1.70)} = 0.81\text{cm}^2$$

Verificamos a:

$$a = \frac{0.81 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 10} = 1.91\text{cm}$$

Con $a=1.91\text{cm} \rightarrow A_s=0.77\text{cm}^2 \rightarrow a=1.82\text{cm}$ **OK!**

Según la norma E060, Artículo 11.5.2, el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{s_{min}} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b d = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} * 10 * 17 = 0.41\text{cm}^2 \rightarrow A_s > A_{s_{min}}$$

∴ Usaremos: □ 12mm ($A_s=1.13\text{cm}^2$)

Mu (+) = 0.23 ton-m (b=40cm)

Con $a=3.40\text{cm} \rightarrow A_s=0.81\text{cm}^2 \rightarrow a=0.48\text{cm}$

Con $a=0.48\text{cm} \rightarrow A_s=0.74\text{cm}^2 \rightarrow a=0.44\text{cm}$ **OK!**

$A_s > A_{s_{min}}$

∴ Usaremos: Ø 3/8" ($A_s=0.71\text{cm}^2$)

C) Refuerzo por Temperatura:

Según la norma E.060, Artículo 9.7.2; para barras corrugadas con un $F_y \geq 4200$ kg/cm² el factor mínimo de área de la armadura a área de la sección total de concreto será 0.0018.

$$A_{s_{temperatura}} = 0.0018 x b x t = 0.0018 * 40 * 5 = 0.36 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\text{con } \emptyset 1/4" \rightarrow s = \frac{0.32}{0.36} * 100 = 88.90\text{cm}$$

$$S_{max} = 5 * t = 5 * 5 = 25 \text{ cm}$$

$$\therefore \text{Acero } \varnothing 1/4" @ 25 \text{ cm}$$

D) Diseño por Cortante:

$$V_u = 0.71 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1.10 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * \frac{17}{1000} = 1.22 \text{ ton}; b = 10 \text{ cm}; d = 17 \text{ cm}$$

$$V_u \leq \phi V_c \rightarrow \text{OK!}$$

4.3.15 Diseño de Losas Macizas

- ✓ Se escoge el paño más desfavorable (entre X3, X4 y entre Y4, Y5).
- ✓ Se diseñará como una viga rectangular con h=20cm y un ancho tributario B=100cm.

A) Metrado de Cargas:

Se usará el método de Grashoff, para repartir las cargas a cada dirección del paño. Este método asume que el paño esta simplemente apoyado en sus cuatro bordes y las esquinas no están impedidas de levantarse.

$$W = W_s + W_L : \text{Carga distribuida}$$

$$r = \frac{L}{S} : \text{Relacion de Aspecto}$$

$$W_L = W * \left(\frac{1}{1 + r^4} \right) = \beta * W : \text{Carga distribuida en la Direccion Larga}$$

$$W_s = W * \left(\frac{r^4}{1 + r^4} \right) = \alpha * W : \text{Carga distribuida en la Direccion Corta}$$

Tabla 58. Coeficientes de Carga de Grashoff

Coeficientes de carga de Grashoff											
$r = L / S$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
α	0.500	0.594	0.675	0.741	0.793	0.835	0.868	0.893	0.913	0.929	0.941
β	0.500	0.406	0.325	0.259	0.207	0.165	0.132	0.107	0.087	0.071	0.059

Fuente propia

Siendo:

$$L = 2.12 \text{ m}, \quad S = 2.02 \text{ m}, \quad r = \frac{2.12}{2.02} = 1.05$$

$$\text{Interpolando: } \alpha = \left(\frac{1.05 - 1.00}{1.10 - 1.00} \right) * (0.594 - 0.500) + 0.500 = 0.547$$

$$\beta = 1 - \alpha = 1 - 0.547 = 0.453$$

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 2.40 \times 0.20 * 1 = 0.480 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.100 \times 0.20 * 1 = 0.020 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WD(\text{Carga muerta}) = 0.500 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Para la Dirección Larga: } WD = 0.453 * 0.500 = 0.227 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Para la Dirección Corta: } WD = 0.547 * 0.500 = 0.273 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$\text{Peso carga viva} = 0.200 \times 0.20 * 1 = 0.040 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WL(\text{Carga viva}) = 0.040 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Para la Dirección Larga: } WL = 0.453 * 0.040 = 0.018 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Para la Dirección Corta: } WL = 0.547 * 0.040 = 0.023 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última

$$\text{Para la Dirección Larga: } Wu = 1.4 * 0.227 + 1.7 * 0.018 = 0.348 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Para la Dirección Corta: } Wu = 1.4 * 0.273 + 1.7 * 0.023 = 0.421 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

B) Diseño por Flexión:

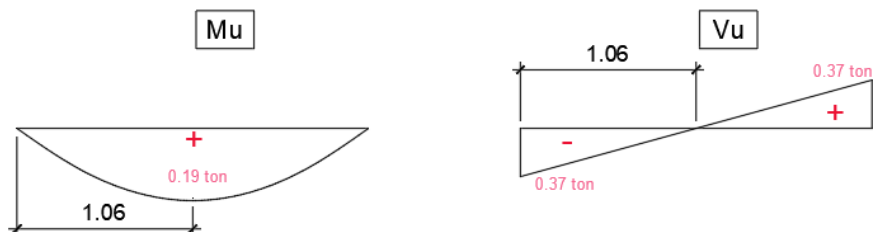


Figura 33. Diagrama de Momento y Cortante del Paño de la losa en la Dirección Larga
Fuente propia

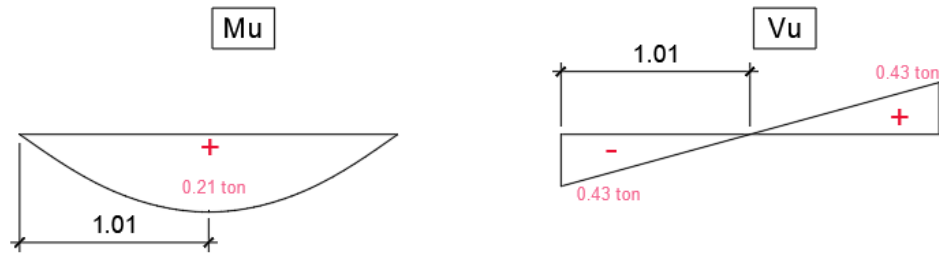


Figura 34. Diagrama de Momento y Cortante del Paño de la losa en la Dirección Corta

Fuente propia

Mu (+) = 0.21 ton-m (b=100cm y d=17cm)

Asumimos

$$a = \frac{d}{5} = \frac{17}{5} = 3.40cm \rightarrow A_s = \frac{0.21 \cdot 10^5}{0.9 \cdot 4200 \cdot (17 - 1.70)} = 0.36cm^2$$

Verificamos a:

$$a = \frac{0.36 \cdot 4200}{0.85 \cdot 210 \cdot 100} = 0.09cm$$

Con a=0.09cm \rightarrow $A_s=0.33cm^2 \rightarrow a=0.08cm$ **OK!**

Según la norma E060, Artículo 11.5.2, el área mínima de refuerzo de secciones rectangulares, podrá calcularse con:

$$A_{smin} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = 0.7 \frac{\sqrt{210}}{4200} * 100 * 17 = 4.11cm^2 \rightarrow A_s < A_{smin}$$

$A_s = 4.11 cm^2 \rightarrow$ Usando barras de $\varnothing 8mm$ ($A_s = 0.50cm^2$)

$$n = \frac{4.11 cm^2}{0.50} = 8 \rightarrow s = \frac{100cm}{8} = 12.50cm$$

\therefore Usaremos: $\square 8mm @ 12.50cm$

C) Diseño por Cortante:

$$Vu = 0.43ton$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 100 \cdot \frac{17}{1000} = 11.10 ton; b = 100cm; d = 17cm$$

$Vu \leq \phi Vc \rightarrow$ **OK!**

4.3.16 Diseño de Vigas Chatas

- ✓ Se escoge la viga ubicada en el eje Y7.
- ✓ Se diseñará como viga rectangular, b=13cm; h=20cm; d=16cm, L=1.22m
- ✓ Propiedades de los materiales: $f'_c=210kg/cm^2$; $F_y=4200kg/cm^2$

A) Metrado de Cargas:

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 2.40 * 0.13 * 0.20 = 0.062 \frac{\text{ton}}{\text{m}} ; b = 0.13\text{m}; h = 0.17\text{m}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.100 * 0.13 = 0.013 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WD(\text{Carga muerta}) = 0.075 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$\text{Peso carga viva} = 0.200 * 0.13 = 0.026 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WL(\text{Carga viva}) = 0.026 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última

$$\text{carga última: } Wu = 1.4CM + 1.7CV = 0.150 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para hallar los diagramas de cortante y momento se modeló una viga empotrada en ambos extremos en SAP2000, con sección y material respectivo. De tal forma se pudo hallar los M_u y V_u de diseño. Se utilizó solo la primera combinación de carga del artículo 9.2 de la norma E.060, ya que no se consideró las fuerzas de sismo.

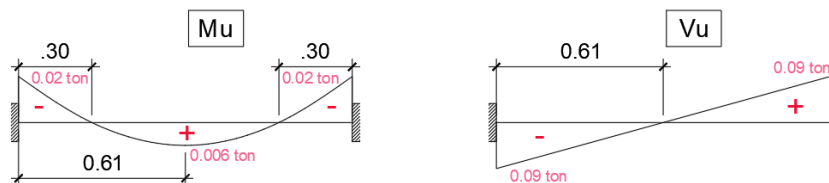


Figura 35. Diagrama de Momento y Cortante del tramo de la viga chata
Fuente propia

B) Diseño por Flexion

$$\rho_b = \beta_1 * 0.85 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6000}{6000 + f_y} = 0.85 * 0.85 * \frac{210}{4200} * \frac{6000}{10200} = 0.0213$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b = 0.75 * 0.0213 = 0.0159$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 0.0159 * 13 * 17 = 3.51 \text{ cm}^2$$

$$a_{max} = \frac{A_{s_{max}} * f_y}{0.85 * f'_c * b} = \frac{3.51 * 4200}{0.85 * 210 * 13} = 6.00 \text{ cm}$$

$$M_{max} = \phi A_{s_{max}} * f_y * \left(d - \frac{a_{max}}{2} \right) = 0.90 * 3.51 * \frac{4200}{1000} * \left(\frac{17 - 6}{2} \right)$$

$$= 1.86 \text{ ton} - \text{m}$$

$M_u < M_{max} \rightarrow \mathbf{OK!}$

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = \frac{0.70 * \sqrt{210} * 13 * 17}{4200} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$a_{min} = \frac{A_{s_{min}} * f_y}{0.85 * f'c * b} = \frac{0.53 * 4200}{0.85 * 210 * 13} = 0.91 \text{ cm}$$

$$M_{min} = \phi A_{s_{min}} * f_y * \left(d - \frac{a_{min}}{2} \right) = 0.90 * 0.53 * \frac{4200}{1000} * \left(\frac{17 - \frac{6}{2}}{100} \right) = 0.28 \text{ ton} - \text{m}.$$

$M_u < M_{min} \rightarrow \text{Se diseñara para } M_u = M_{min}$

Mu = M_{min} = 0.28 ton-m

As = 0.53 cm² y a = 0.91 cm

∴ Usaremos: 2 Ø 3/8" (As = 1.42 cm²)

Según el artículo 21.4.4 de la E0.60

De haber refuerzo continuo a todo lo largo de la viga con:

$$A_s > A_{s_{min}} \text{ y } A_s > \frac{A_{s_{max}}}{4}$$

$$\frac{A_{s_{max}}}{4} = \frac{3.51}{4} = 0.88 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{OK!}$$

Para el área de acero a utilizar se puede considerar un +-5% del acero requerido siendo estas dos barras de 3/8" arriba y abajo

C) Diseño por Cortante:

Vu = 0.09 ton

Se debe cumplir que $V_u \leq \phi V_c$

Según el artículo 11.3.1.1 de la E060 $\rightarrow V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{210} * 13 * 17}{1000} = 1.70 \text{ ton}$$

∴ $\phi V_c = 1.44 \text{ ton} \rightarrow V_u \leq \phi V_c \quad \mathbf{OK!}$

Se requiere estribos mínimos

Según el artículo 21.4.4.4 de la E0.60 para barras longitudinales de hasta 5/8" se puede usar estribos de 8mm. Sin embargo, se decidió usar estribos de 6mm, para uniformizar con el acero por corte proporcionado a las vigas soleras.

Zona de confinamiento

Artículo 21.4.4.4 será igual a $2d = 34 \text{ cm}$

- ✓ $d/4$ ó 15cm \rightarrow 4.25cm ó 15cm \rightarrow 15cm
- ✓ 10db [Acero Longitudinal] \rightarrow $10 \cdot 0.95 = 9.50$ cm
- ✓ 24db [Estribo] \rightarrow $24 \cdot 0.60 = 14.40$ cm
- ✓ 30cm

$S_{\max} = 9.50$ cm \rightarrow se usara $S = 10$ cm

Fuera de Zona de confinamiento

Artículo 21.4.4.4 será igual a $d/2$

$S = d/2 = 17/2 = 8.50$ cm \rightarrow Se colocara con una separación de 15cm

Según el Art. 21.4.4.4 el primer estribo debe estar a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo $\rightarrow S = 5$ cm

\therefore **Estribos: $\emptyset 6$ mm, 1@0.05m, 3@0.10m, resta@0.15m**

4.3.17 Diseño de Viga Dintel

Para el diseño de la viga dintel se usó el mismo procedimiento de la viga chata y se usará la viga más larga, la cual es la que está en el eje Y3.

Datos

$L = 3.45$ m

$b = 13$ cm

$h = 40$ cm

$d = 36$ cm

A) Metrado de cargas

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 2.40 * 0.13 * 0.40 = 0.125 \frac{\text{ton}}{\text{m}} ; b = 0.13\text{m}; h = 0.40\text{m}$$

$$\text{Peso piso terminado} = 0.100 * 0.13 = 0.013 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WD(\text{Carga muerta}) = 0.138 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$\text{Peso carga viva} = 0.200 * 0.13 = 0.026 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$WL(\text{Carga viva}) = 0.026 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Carga última

$$\text{carga última: } Wu = 1.4CM + 1.7CV = 0.237 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

B) Cálculo del Acero mínimo y máximo

Según el Art 10.5.2 de la norma E060:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.70 * \sqrt{f'c} * b * d}{f_y} = \frac{0.70 * \sqrt{210} * 13 * 36}{4200} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}} = \rho_{max} * b * d = 0.0159 * 13 * 36 = 7.44 \text{ cm}^2$$

C) Diseño por Flexión

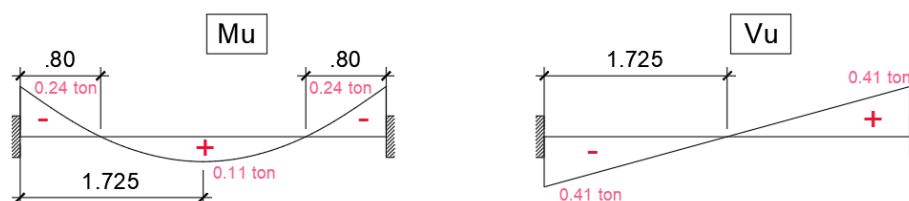


Figura 36. Diagrama de Momento y Cortante del tramo de la viga dintel

Fuente propia

Mu (-) = 0.24 ton-m

Asumimos

$$a = \frac{d}{5} = \frac{36}{5} = 7.20 \text{ cm} \rightarrow A_s = \frac{0.24 * 10^5}{0.9 * 4200 * (36 - 3.60)} = 0.20 \text{ cm}^2$$

Verificamos a:

$$a = \frac{0.20 * 4200}{0.85 * 210 * 13} = 0.35 \text{ cm}$$

Con $a=0.35 \text{ cm} \rightarrow A_s=0.18 \text{ cm}^2 \rightarrow a=0.32 \text{ cm}$ **OK!**

$A_s < A_{s_{min}} \rightarrow A_s = A_{s_{min}} = 1.13 \text{ cm}^2$

\therefore Usaremos: 2 \square 12mm ($A_s=2.26 \text{ cm}^2$)

Mu (+) = 0.11 ton-m

Con $a=7.20 \text{ cm} \rightarrow A_s=0.09 \text{ cm}^2 \rightarrow a=0.16 \text{ cm}$

Con $a=0.16 \text{ cm} \rightarrow A_s=0.08 \text{ cm}^2 \rightarrow a=0.15 \text{ cm}$ **OK!**

$A_s < A_{s_{min}} \rightarrow A_s = A_{s_{min}} = 1.13 \text{ cm}^2$

\therefore Usaremos: 2 \square 12mm ($A_s=2.26 \text{ cm}^2$)

D) Diseño por Cortante

$V_u=0.41 \text{ ton}$

Se debe cumplir que $V_u \leq \phi V_c$

Según el artículo 11.3.1.1 de la E060 $\rightarrow V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$

$$V_c = \frac{0.53 * \sqrt{210} * 13 * 36}{1000} = 3.59 \text{ ton}$$

$\therefore \phi V_c = 3.06 \text{ ton} \rightarrow V_u \leq \phi V_c$ **OK!**

Se requiere estribos mínimos

Según el artículo 21.4.4.4 de la E0.60 para barras longitudinales de hasta 5/8" se puede usar estribos de 8mm. Sin embargo, se decidió usar estribos de 6mm, para uniformizar con el acero por corte proporcionado a las vigas soleras.

Zona de confinamiento

Artículo 21.4.4.4 será igual a $2d = 72 \text{ cm}$

- ✓ $d/4 \text{ ó } 15\text{cm} \rightarrow 9\text{m} \text{ ó } 15\text{cm} \rightarrow 15\text{cm}$
- ✓ $10\text{db} [\text{Acero Longitudinal}] \rightarrow 10 \cdot 1.20 = 12\text{cm}$
- ✓ $24\text{db} [\text{Estribo}] \rightarrow 24 \cdot 0.60 = 14.40\text{cm}$
- ✓ 30cm

$S_{\text{max}} = 12\text{cm} \rightarrow \text{se usara } S = 10\text{cm}$

Fuera de Zona de confinamiento

Artículo 21.4.4.4 será igual a $d/2$

$S = d/2 = 36/2 = 19\text{cm} \rightarrow \text{Se colocara con una separación de } 20\text{cm}$

Según el Art. 21.4.4.4 el primer estribo debe estar a no más de 10 cm de la cara del elemento de apoyo $\rightarrow S = 5 \text{ cm}$

\therefore Estribos: $\emptyset 6\text{mm}, 1@0.05\text{m}, 7@0.10\text{m}, \text{resta}@0.20\text{m}$

V. DISCUSIÓN DE RESULTADOS

Nuestra norma nos exige que Los planos, memoria descriptiva y especificaciones técnicas del proyecto estructural, contengan la siguiente información:

a. Sistema estructural sismorresistente.

El máximo diámetro según los cálculos realizados debe ser de 5/8" pudiéndose utilizar estribos de 6 mm, sin embargo, la norma exige que se deberían emplear estribos de 3/8" por seguridad. De acuerdo a la Tabla 7.1 de la norma, el diámetro de doblado mínimo para este diámetro es 6db es aprox. de 6 cm.

Además:

Artículo 7.6.1 Distancia mínima entre barras paralelas debe ser db pero no menor de 25 mm. El gancho sísmico consistirá en un doblado de 135° con una extensión de 8db ó 75 mm, en este caso será de 76 mm.

Artículo 21.9.7.6.e Espaciamiento no debe exceder el menor de: 10db barra menor diámetro = 15 cm Menor dimensión de la sección del elemento de borde= 15 cm 25 cm, Por lo tanto, se emplearán estribos de 3/8"1 @ 0.05, @0.10 y el resto @0.25 m.

b. Período fundamental de vibración en ambas direcciones principales.

c. Parámetros para definir la fuerza sísmica o el espectro de diseño.

d. Fuerza cortante en la base empleada para el diseño, en ambas direcciones.

e. Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

VI. CONCLUSIONES

Para el cálculo correspondiente a la cimentación corrida, se realizó con el programa ETAPS que nos representó el mejor comportamiento.

En las construcciones informales que actualmente se encuentran utilizando, tiende a levantar alféizares y tabiques de albañilería sin elementos de arriostre (columnetas y vigas soleras). Por lo que, al realizarse el cálculo de diseño por carga sísmica perpendicular al plano correspondiente a esta tesis, se comprueba que es muy importante que debe contarse con un arriostamiento para aumentar la resistencia de dichos elementos estructurales.

Independientemente de los métodos posibles en los diseños de las placas estructurales, se consideró el de diagrama de interacción como el más indicado versus el uso de tablas con cálculos empíricos. Con lo cual se pudo comprobar que el manejo de estos datos se pudo obtener resultados más exactos.

Para nuestro análisis sísmico se empleó el coeficiente de reducción sísmico $R = 6$ como base del análisis. Cabe resaltar que dicho factor se comprobó posteriormente comparando la resistencia sísmica absorbida por las placas estructurales versus el cortante total en la base, cuyo valor requerido por la norma asciende al 80%.

Se realizó una iteración en los muros de albañilería y placas de concreto armado para obtener ubicaciones tal que las fuerzas producidas por el análisis sísmico sean soportadas por estas. Concluyéndose que el mejor comportamiento sísmico se encontró al ubicar las placas de concreto armado en el centro de la estructura como un núcleo rígido.

Esto nos llevó a ajustar la distribución de muros de albañilería en la estructura de la geometría en planta para no generar efectos de torsión ante la posibilidad de un sismo. Teniendo en cuenta que la simetría de distribución es fundamental para la eficiencia del edificio en cuanto a costo y comportamiento sísmico.

Para el diseño estructural se basa en el predimensionamiento de sus elementos estructurales las que son recomendaciones fundadas en información recopilada en experiencias de la construcción. La que fue utilizada en esta tesis, la que se ha podido comprobar como herramientas de gran aporte para todo tipo de estructuras, incluidas viviendas económicas.

VII. RECOMENDACIONES

Se recomienda usar viga solera conformada de concreto armado en los alfeisers de las ventanas, parapetos con la finalidad de proveerle arriostre y confinamiento. De acuerdo a la Norma E-070 Artículo 3.28.

Se recomienda colocar por debajo de la cimentación una capa de material de préstamos no cohesivo (Hormigón), de un espesor de 30 cm, humedeciendo antes de compactarlo en capas de 15 cm.

Se recomienda en los sectores que presentan relleno, este será reemplazado por un terraplén compactado conformado por material de la subrasante (terreno natural) el mismo que deberá estar limpio y libre de elementos contaminantes. La compactación de este terraplén se efectuará en capas de 20 cm debiendo alcanzar un grado de compactación mínimo de 95%.

Se recomienda usar para la construcción de muros portantes ladrillo King Kong de 23cm x 12.5cm x 9cm $f'b= 180 \text{ kg/cm}^2$ $f'm=85 \text{ kg/cm}^2$ y $V' m= 9.2 \text{ kg/cm}^2$.

VIII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

EMEQ Ingenieros (26 dic. 2019). *10. Diseño sísmico en albañilería confinada - verificación de la resistencia al corte del edificio*. Disponible en <https://www.youtube.com/watch?v=JlgUBay4zMA>

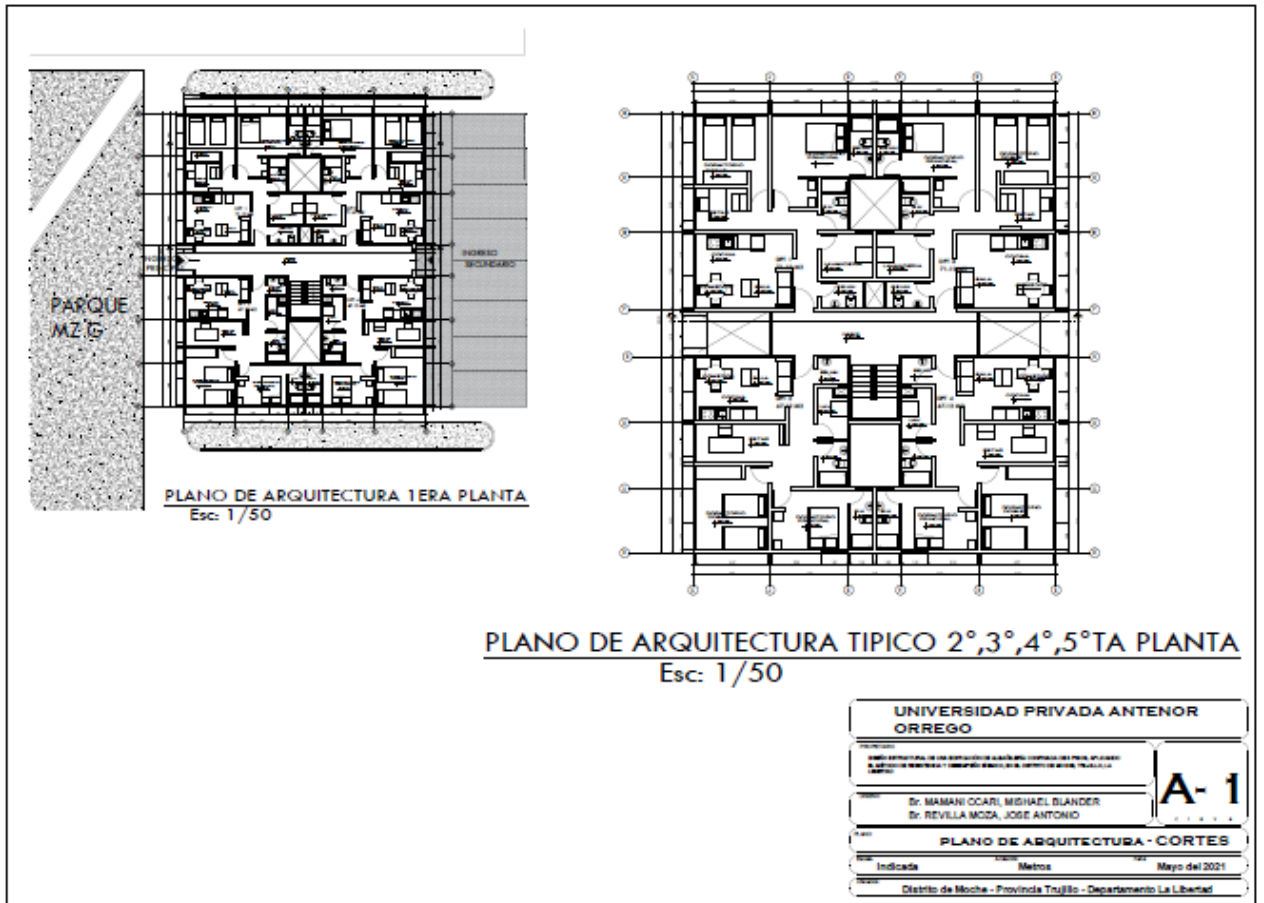
Escamilo, J. (2017). *Diseño estructural de una edificación de albañilería confinada de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, la Libertad*. Universidad Privada Antenor Orrego. [proyecto de tesis] Recuperado de file:///E:/UPAO/UPAO/TESIS%20PARA%20GRADO%20DE%20TITULO/RE_ING_CIVIL_JAMES.ESCAMILO_DISE%C3%91O.ESTRUCTURAL_DATOS%20ing.%20cancino.PDF

Fernández, J. (26 de nov de 2013). *Norma técnica e.070 albañilería*. Torre, A. [cita]. Disponible en <https://es.slideshare.net/JoselsmaelFernandezS/12-norma-tnica-e070-albailera>

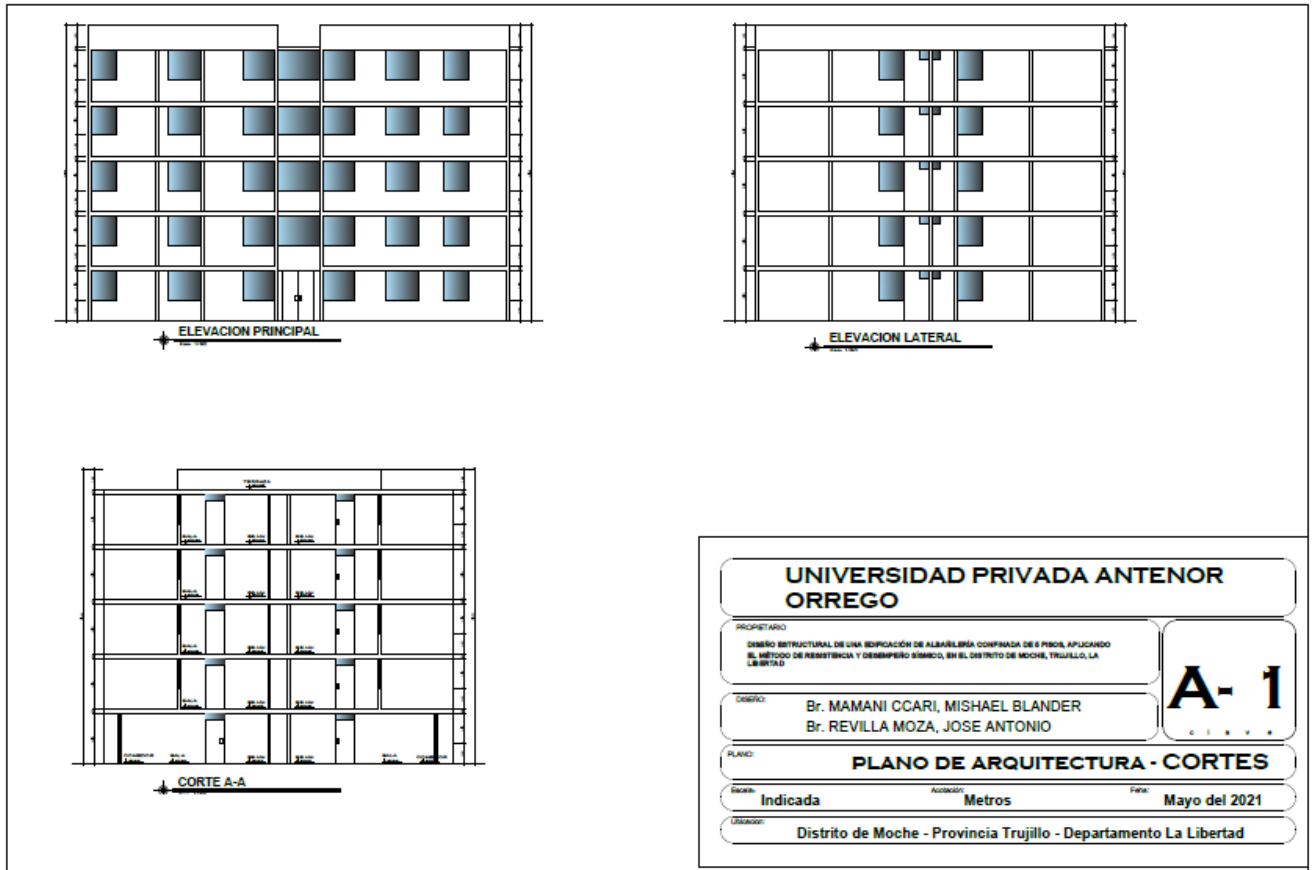
Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). E.070 Norma técnica de albañilería.

San Bartolomé A, Quiun D, y Silva W. (2011), *Diseño y construcción sismorresistentes de albañilería*. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

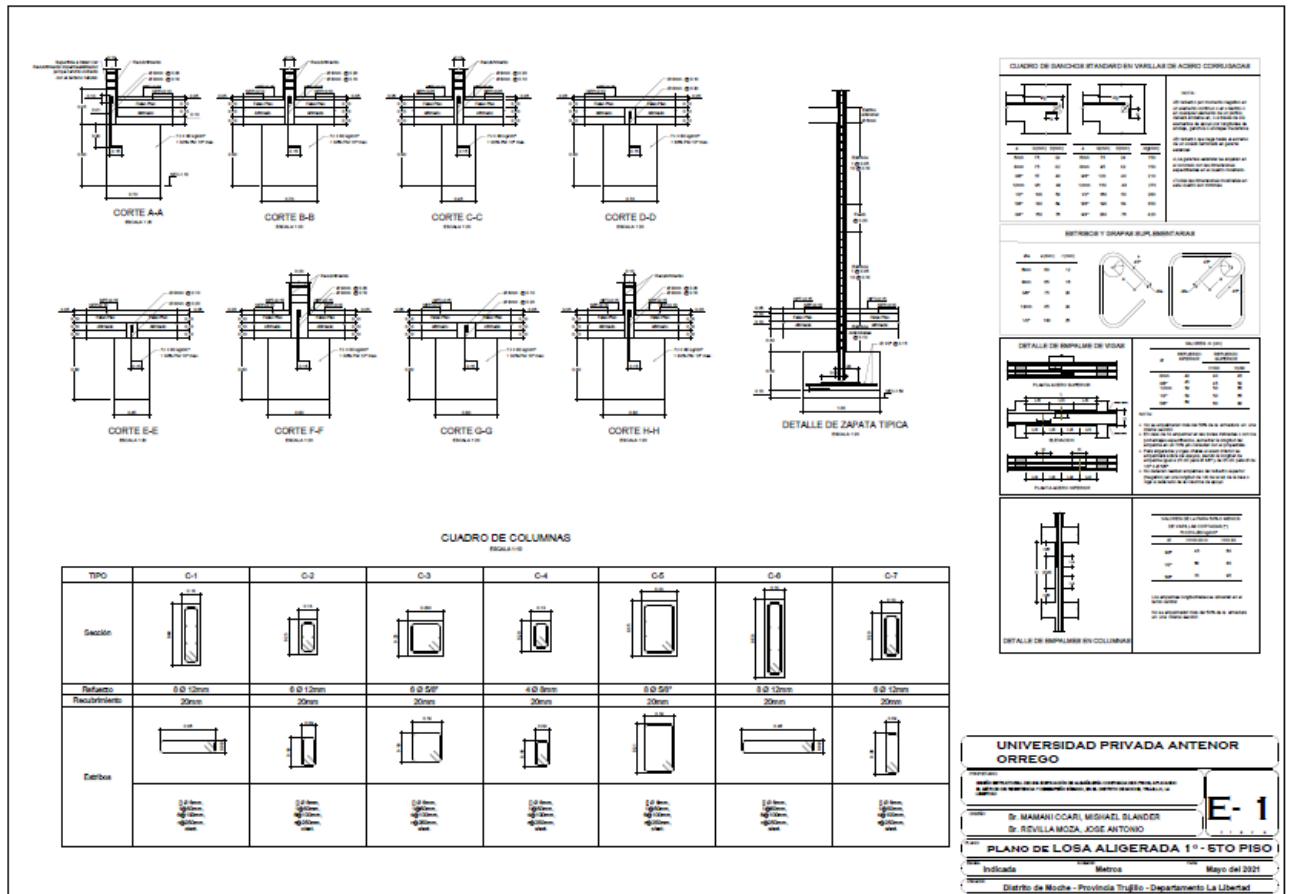
IX. ANEXOS



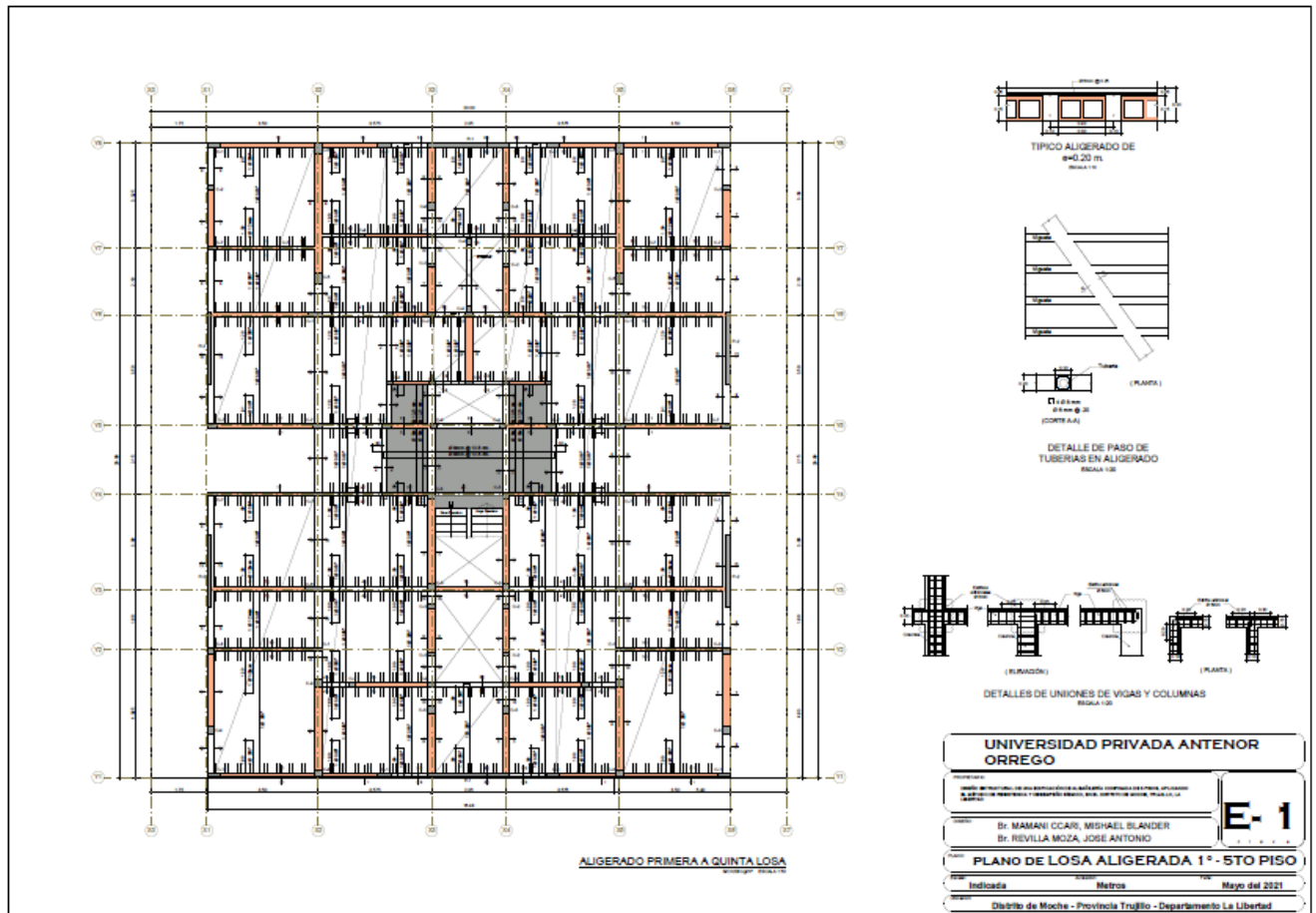
PLANOS DE ARQUITECTURA



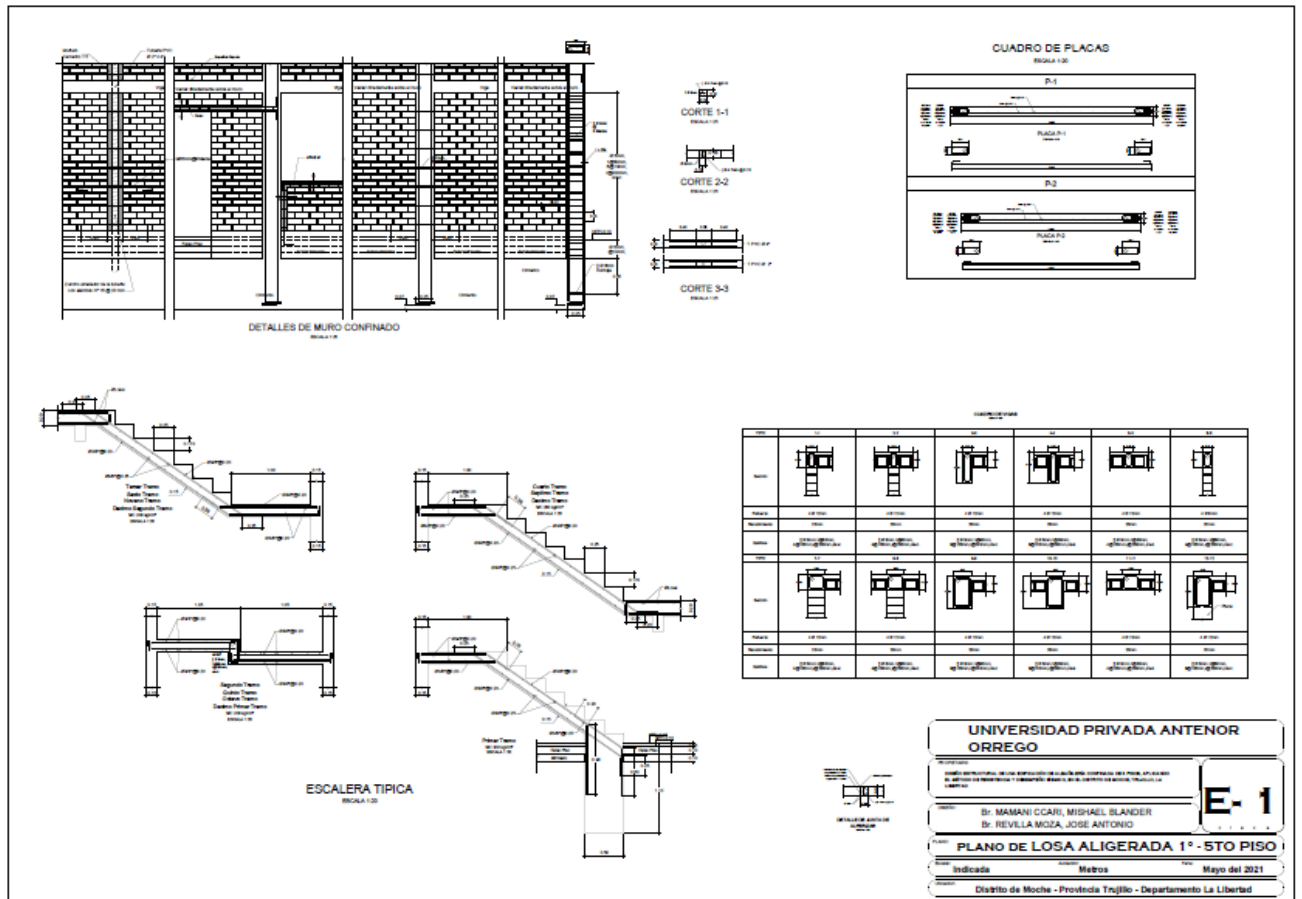
PLANOS DE CORTE Y ELEVACION



PLANOS DE ESTRUCTURAS – DETALLES DE CIMENTACIONES Y COLUMNAS



PLANOS DE ESTRUCTURAS – LOSA ALIGERADA



PLANOS DE ESTRUCTURAS – DETALLE DE ESCALERA Y PLACAS



ARQUITECTURA -
 TESIS ALBAÑILERIA.d

Ilustración 1 PLANOS DE ARQUITECTURA



ESTRUCTURAS -
 TESIS ALBAÑILERIA.d

Ilustración 2 PLANOS DE ESTRUCTURAS



Fotos de la parte Exterior - Fachada del lote



Fotos del Interior de lote