



UNIVERSIDAD
DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Diseño estructural de vivienda unifamiliar (2 pisos) en la
ciudad de Piura con albañilería confinada**

Trabajo de Investigación para optar el Grado de
Bachiller en Ingeniería Civil

**Oscar Augusto Gamero Correa
Kevin Keller Nathals Chero
Diego Ernesto Sipion Barrientos**

**Asesor:
MaSc. Ing. Arturo Martínez Ramírez**

Piura, diciembre de 2020



Agradecimientos

Agradecemos principalmente a Dios por permitirnos dar un paso más hacia el ámbito profesional.

A nuestros padres por darnos ese apoyo incondicional durante el desarrollo del trabajo de investigación.

A nuestro asesor por la dedicación, confianza, paciencia, experiencia y el valioso tiempo brindado.





Resumen

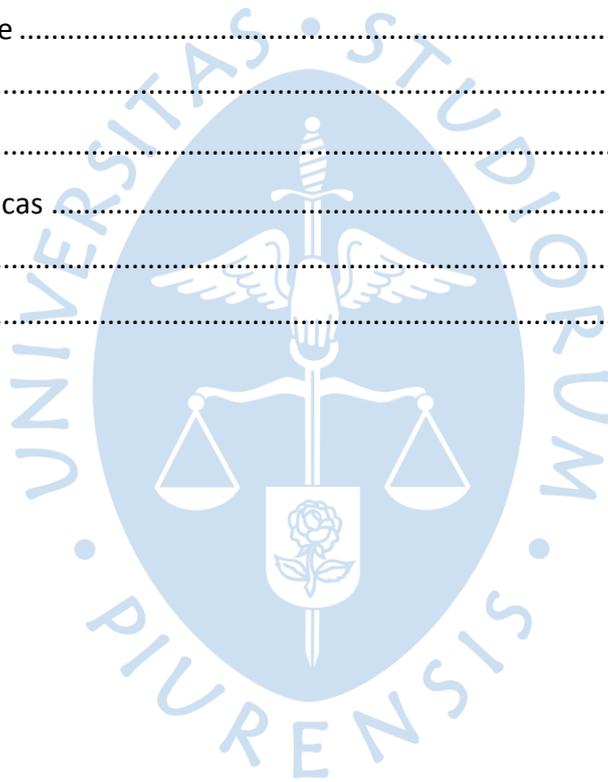
El presente trabajo de investigación se centra en realizar el diseño de elementos estructurales que conforman un sistema de albañilería confinada destinado a una vivienda unifamiliar de 2 pisos ubicada en la ciudad de Piura. En ese sentido, en base a los planos de arquitectura entregados se pudo realizar primero un pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, los mismos que posteriormente estos fueron dibujados en SAP2000, software de modelación estructural, que nos ha permitido realizar el análisis estructural correspondiente de los mismos, tanto en la parte estática como dinámica. Una vez aprobada la data, corroborando que esta se encuentre en magnitudes correctas, se procedió al diseño y corroboración en los elementos el cumplimiento de las solicitaciones de carga y condiciones de servicio frente al contexto estructural afrontado, teniendo en cuenta siempre la Norma Técnica Peruana vigente. En esa línea se buscó realizar un diseño estructural seguro, donde se obtenga unas dimensiones de elementos adecuadas y a su vez favorables con lo estipulado por la normativa. Cabe resaltar, que este trabajo no abarca un límite de presupuesto, por ello mencionar que, una vez obtenido el diseño seguro, en este trabajo consideramos que si existe la posibilidad de refinar el dimensionamiento de algunos elementos estructurales que pueda reducir en algún porcentaje el costo total que demande la construcción de la vivienda, sin perjudicar el punto más importante de un diseño estructural que refiere siempre a certificar la seguridad del sistema o vivienda, la cual resguardará la vida de personas no solo en el uso cotidiano del edificio, sino también frente a eventos magnitud sísmica o terremotos.



Tabla de contenido

Introducción	15
Capítulo 1. Generalidades	17
1.1. Objetivo	17
1.2. Arquitectura del proyecto	17
1.3. Normativas utilizadas	21
Capítulo 2. Predimensionamiento	23
2.1. Losa aligerada	23
2.2. Viga principal	23
2.3. Viga chata	24
2.4. Muros de albañilería.....	24
2.4.1. Espesor del muro de albañilería:.....	24
2.4.2. Densidad de muros:.....	25
Capítulo 3. Metrado de cargas.....	27
3.1. Consideraciones.....	27
3.2. Áreas tributarias	28
Capítulo 4. Análisis sísmico	29
4.1. Parámetros sísmicos.....	29
Capítulo 5. Diseño de vigas	31
5.1. Generalidades.....	31
5.2. Diseño por flexión.....	31
5.2.1. Diseño de viga peraltada	32
5.2.2. Diseño de viga chata	34
5.3. Diseño por corte	36
5.3.1. Diseño de corte para las vigas peraltadas	37
5.3.2. Diseño de corte para las vigas chatas	39

5.4. Cálculo de las deflexiones.....	41
Capítulo 6. Diseño de aligerado	43
Capítulo 7. Diseño de muros	53
7.1. Diseño de elementos de confinamiento	69
7.1.1. Fuerzas internas de las columnas	70
7.1.2. Diseño de las vigas soleras correspondiente al primer nivel.....	77
7.2. Diseño para cargas ortogonales al plano del muro.....	78
Capítulo 8. Diseño de columnas	83
8.1. Diseño por flexión.....	83
8.2. Diseño por flexo-compresión uniaxial.....	84
8.3. Diseño por corte	87
Conclusiones	89
Recomendaciones	91
Referencias bibliográficas	93
Anexos	95
Planos	103



Lista de tablas

Tabla 1. Peralte de losas aligeradas	23
Tabla 2. Densidad de muros en X	25
Tabla 3. Densidad de muros en Y	26
Tabla 4. Pesos unitarios.....	27
Tabla 5. Área Tributaria de los muros en la dirección X.....	28
Tabla 6. Área tributaria de los muros en la dirección Y	28
Tabla 7. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 3-4 y 4-5	32
Tabla 8. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 1-2' y 2'-3	33
Tabla 9. Acero colocado en tracción y compresión de la viga A-B y B-C.....	33
Tabla 10. Acero colocado en tracción y compresión de la viga B-B'' y B''-C.....	34
Tabla 11. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 7-6	34
Tabla 12. Acero colocado en tracción y compresión de la viga A-A''	35
Tabla 13. Acero colocado en tracción y compresión de la viga B'-C	35
Tabla 14. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 3-4	36
Tabla 15. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje B'	37
Tabla 16. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje B	38
Tabla 17. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje 6	38
Tabla 18. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje 5	39
Tabla 19. Diseño por corte y espaciamiento de viga chata eje B	39
Tabla 20. Diseño por corte y espaciamiento de viga chata eje 2	40
Tabla 21. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje 2'	40
Tabla 22. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje A'	41
Tabla 23. Espesores mínimos de vigas en una dirección para la verificación de deflexiones.....	41
Tabla 24. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 1.....	45
Tabla 25. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 1..	45
Tabla 26. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 2.....	46
Tabla 27. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 2..	46
Tabla 28. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 3.....	47

Tabla 29. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 3..	47
Tabla 30. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 4.....	48
Tabla 31. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 4..	48
Tabla 32. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 5.....	49
Tabla 33. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 5..	49
Tabla 34. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 6.....	50
Tabla 35. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 6..	50
Tabla 36. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 7.....	51
Tabla 37. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 7..	51
Tabla 38. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta tipo 8	52
Tabla 39. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 8..	52
Tabla 40. Solicitación de cargas axiales para P_m y P_g	54
Tabla 41. Carga adicional por tarrajeo	55
Tabla 42. Parámetros para el cálculo de la resistencia	56
Tabla 43. Resistencia acorde al espesor de muro	56
Tabla 44. Cálculo del esfuerzo axial máximo primer piso	56
Tabla 45. Valor de cortante y momento debido a sismo moderado	58
Tabla 46. Control de fisuración de los muros del primer piso	59
Tabla 47. Cortante y momento debido a sismo moderado para el segundo nivel	60
Tabla 48. Control de fisuración de los muros del segundo piso.....	60
Tabla 49. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección X1.....	61
Tabla 50. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección X2.....	62
Tabla 51. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección Y.....	62
Tabla 52. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección Y2.....	62
Tabla 53. Sismo severo en ambas direcciones del primer nivel.....	63
Tabla 54. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección X1.....	63
Tabla 55. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección X2.....	63
Tabla 56. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección Y.....	63
Tabla 57. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección Y2.....	64
Tabla 58. Sismo severo en ambas direcciones del segundo nivel.....	64
Tabla 59. Resistencias al corte de cada muro del primer nivel	64
Tabla 60. Resistencias al corte de cada muro del segundo nivel	65
Tabla 61. Comparativa de la resultante del sismo severo primer nivel	65
Tabla 62. Comparativa de la resultante del sismo severo segundo nivel	65
Tabla 63. Cálculo del refuerzo horizontal por condición 1.....	67
Tabla 64. Cálculo de refuerzo con la resistencia corte por condición 2.....	68

Tabla 65. Verificación de agrietamiento diagonal en pisos superiores.....	68
Tabla 66. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro X1, X2, X3	70
Tabla 67. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro X4, X5, X6	70
Tabla 68. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro Y1, Y2, Y3.....	71
Tabla 69. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro Y4, Y6.....	72
Tabla 70. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro Y5	72
Tabla 71. Cálculo de la sección de concreto por compresión y corte fricción	74
Tabla 72. Cálculo de refuerzo vertical de las columnas de confinamiento	75
Tabla 73. Cálculo de la sección de concreto por compresión y corte fricción (Iteración)	76
Tabla 74. Cálculo de refuerzo vertical de las columnas de confinamiento (Iterada)	77
Tabla 75. Cálculo de acero para la viga solera	78
Tabla 76. Valores para el diseño de cargas ortogonales en muros no portantes	79
Tabla 77. Magnitud de carga en la albañilería	80
Tabla 79. Esfuerzo admisible en tracción por flexión.....	80
Tabla 80. Cálculo de f_m para muros no portantes.....	80
Tabla 81. Verificación del comportamiento del elemento estructural columna	83
Tabla 82. Diseño por flexión de columnas en la dirección del momento 3-3.....	84
Tabla 83. Diseño por flexión de columnas en la dirección del momento 2-2.....	84
Tabla 84. Momentos flexionantes- columna a flexo compresión.....	85
Tabla 85. Solicitación de carga ultima para la columna a flexo compresión parte superior	85
Tabla 86. Solicitación de carga ultima para la columna a flexo compresión parte inferior	86
Tabla 87. Diseño por cortante de las columnas-Estribos	87



Lista de figuras

Figura 1. Primera planta de arquitectura	18
Figura 2. Segundo planta de arquitectura.....	19
Figura 3. Planta de azotea arquitectura	20
Figura 4. Diagrama de momento flector viga eje 3-4 y 4-5.....	32
Figura 5. Diagrama de momento flector viga eje 1-2' y 2'-3.....	33
Figura 6. Diagrama de momento flector viga eje A-B y B-C.....	33
Figura 7. Diagrama de momento flector viga eje B-B'' y B''- C	34
Figura 8. Diagrama de momento flector viga eje 7-6.....	34
Figura 9. Diagrama de momento flector viga eje A-A''	35
Figura 10. Diagrama de momento flector viga B'- C	35
Figura 11. Diagrama de momento flector viga eje 3-4.....	36
Figura 12. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje B'	37
Figura 13. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje B	37
Figura 14. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje 6	38
Figura 15. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje 5	39
Figura 17. Diagrama fuerza cortante de la viga cortante eje 2	40
Figura 18. Diagrama fuerza cortante de la viga chata eje 2'	40
Figura 19. Diagrama fuerza cortante de la viga chata eje A'	41
Figura 20. Vista de planta de tipos de aligerado	44
Figura 21. Diagrama momento flector vigueta tipo 1	45
Figura 22. Diagrama momento flector vigueta tipo 2	46
Figura 23. Diagrama momento flector vigueta tipo 3	47
Figura 24. Diagrama momento flector vigueta tipo 4	48
Figura 25. Diagrama momento flector vigueta tipo 5	49
Figura 26. Diagrama momento flector vigueta tipo 6	50
Figura 27. Diagrama momento flector vigueta tipo 7	51
Figura 28. Diagrama momento flector vigueta tipo 8.....	52
Figura 29. Distribución de los muros confinados	69

Figura 30. Nube de coordenadas en relación a las solicitudes de carga ultima 86



Introducción

El diseño y el proceso constructivo son actividades esenciales al momento de presentarse proyectos estructurales, ya que de estas dependerá la capacidad resistiva ante solicitaciones de carga internas y externas, que durante la construcción y la vida útil del proyecto se presentaran.

En esta primera etapa de la presentación del informe de investigación se plasmará el diseño de ciertos elementos estructurales que contemplará una vivienda unifamiliar de 2 niveles, a excepción de escaleras y cimentación, la cual tiene dos pisos y se encuentra posicionada en la ciudad de Piura, para la cual se usará como referencia de planos arquitectónicos existentes, se tratará de mantener la disposición ya elaborada y aprobada en conformidad con las necesidades de los clientes.

Para ello, se cuenta con un estudio de mecánica de suelos del lugar donde será construida la misma, además de los planos arquitectónicos que muestran la distribución de ambientes de ambos niveles. Del proyecto, no se especifica con claridad la ubicación exacta de la zona, tampoco alguna consideración ambiental especial que se deba tener en cuenta, ni se establece un presupuesto que límite la construcción de la misma, pero si pide plantear y analizar al menos dos alternativas de solución y escoger la que demande un menor costo. Para el diseño se considerarán distintos aspectos tales como la combinación de varias disciplinas (principalmente ingeniería y construcción), la cual se desarrollará respetando las normas nacionales y los estándares de construcción vigentes.

Se hará uso del software estructural (SAP 2000) para realizar la modelación del sistema y también poder analizar individualmente cada elemento estructural y evaluar su respuesta frente a las solicitaciones de carga, en otras palabras brindar una interpretación de los resultados; Por último, realizar la representación gráfica en AutoCAD de los planos y detalles estructurales que se hayan establecido producto del trabajo de análisis y diseño de la estructura en su totalidad, la cual deberá cumplir con requerimientos mínimos impuestos por la NORMA TÉCNICA PERUANA.



Capítulo 1

Generalidades

1.1. Objetivo

El objetivo es analizar y diseñar individualmente y en conjunto los elementos estructurales que conformarán un sistema de albañilería confinada que deberá responder ante solicitaciones de cargas y condiciones de servicio adecuándose a lo establecido por el estudio arquitectónico hecho previamente y que a su vez deberá respetar lo establecido por la Normativa técnica peruana. No se considera el diseño de escaleras ni de la cimentación.

1.2. Arquitectura del proyecto

La arquitectura proporcionada representa una casa unifamiliar de dos niveles con azotea. En el primer nivel se encuentra la entrada principal y la cochera. Al interior de la edificación se ubican diferentes ambientes tales como cocina, baños, sala, entre otros, distribuidos simétricamente de tal manera que se aprovechen los compartimientos. Para la vivienda se ha considerado una altura de entrepiso de 2.8m.(Ver Figura 1 y Figura 2).

El segundo nivel guarda gran similitud, en la distribución de ambientes, con el primero. Sin embargo, este nivel contemplara un voladizo en la frontal de la vivienda.

Para la azotea se presentan parapetos de 0.9m de altura distribuidos en todo el perímetro de la vivienda.

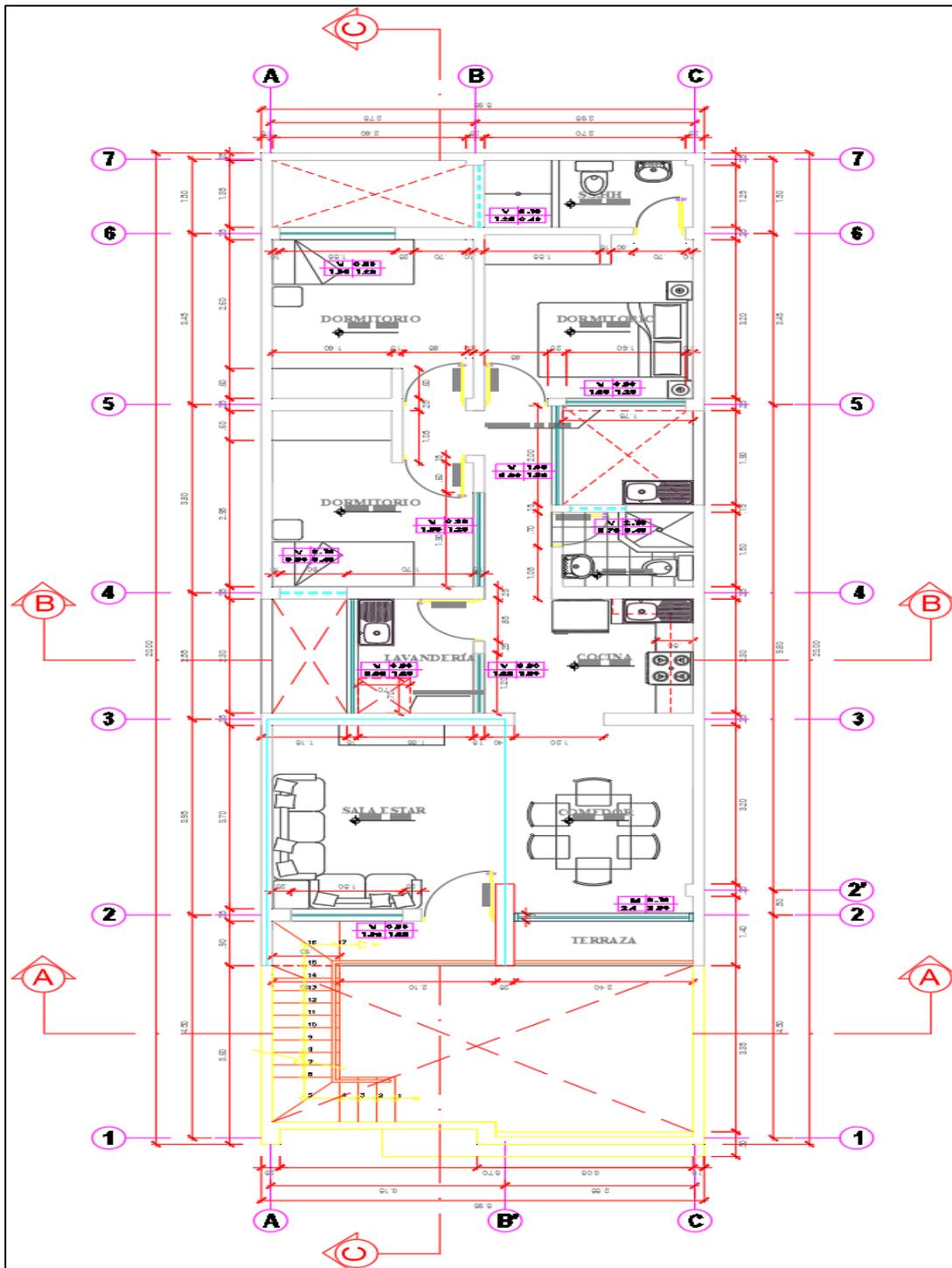


Figura 2. Segundo planta de arquitectura.

Fuente: Información del proyecto

1.3. Normativas utilizadas

Los cálculos para el análisis y diseño estructural de la vivienda se regirán a partir de las siguientes normas peruanas:

- ✓ Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones.



1.3. Normativas utilizadas

Los cálculos para el análisis y diseño estructural de la vivienda se regirán a partir de las siguientes normas peruanas:

- ✓ Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado.
- ✓ Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones.





Capítulo 2

Predimensionamiento

Este capítulo consistirá asignar una sección preliminar a cada elemento estructural. Por lo cual nos basaremos en conocimientos empíricos proporcionados por especialistas y principalmente de las recomendaciones y requerimientos dados en la Norma E.60 de Concreto Armado y la Norma E.70 de Albañilería.

2.1. Losa aligerada

Para el dimensionamiento del espesor de losa aligerada se tomará en cuenta los valores prácticos mínimos propuestos por el ingeniero Antonio Blanco Blasco en su libro de Concreto Armado (Ver Tabla 1).

Tabla 1. Peralte de losas aligeradas

Luz libre (m)	H (cm)
$Ln < 4.0 \text{ m}$	17
$4.0 \text{ m} < Ln < 5.5 \text{ m}$	20
$5.0 \text{ m} < Ln < 6.0 \text{ m}$	25
$6.0 \text{ m} < Ln < 7.5 \text{ m}$	30

Fuente: Libro Blanco Blasco, A.

La luz libre máxima medida en el sentido más corto del aligerado resulto 3.15 m, el espesor mínimo será 0.17 m. Debido a que en algunos paños de losa se ubicarán los baños y por ende se las tuberías de desagüe que tendrán un diámetro considerable, por lo cual se optó por utilizar un espesor de losa de 0.2 m que resulto ser más convencional.

2.2. Viga principal

Teniendo en cuenta las recomendaciones prácticas del ingeniero Antonio Blanco Blasco las dimensiones de las vigas se pueden estimar si es que los valores están incluidos en los rangos establecidos en siguientes expresiones:

$$H = Ln/12 @ Ln/10$$

$$Bw = 0.3H @ 0.5H$$

Donde:

H: Peralte de la viga (m)

Ln: Luz libre de la viga (m)

Bw: Base de la viga (m)

En el proyecto solo se presenta un tipo viga y su luz máxima que se identificó corresponde a un valor 3.45 m, por lo cual se tiene:

$$H = 0.29 m @ 0.34 m$$

Sin embargo, según la tabla de dimensiones usuales de vigas (Ver Tabla 1) se establece que para luces menores a 5.5 m se suele emplear peraltes de 0.5 m y anchos de 0.25 m y 0.3 m. En este caso se utilizará un peralte de 0.4 m y un ancho de 0.25 m.

2.3. Viga chata

Las vigas chatas se ubicaron en las zonas donde hay presencia de tabiquería, en este proyecto se cuenta un tipo de viga chata, la cuales tendrán el mismo peralte de la losa aligerada 0.2 m y un ancho de 0.25 m, de tal manera que pueda soportar la carga a la cual está sometida.

2.4. Muros de albañilería

2.4.1. Espesor del muro de albañilería:

En el caso de los muros portantes a predimensionar se optó a utilizar ladrillos tipo King Kong con dimensiones 23 x 12.5 x 9 cm, comúnmente se aprecian en la mayoría de construcciones de viviendas en Perú. Además, la Norma E 070 de albañilería menciona en el Art.19 que para zonas sísmica 4 presentara un espesor efectivo:

$$t \geq \frac{h}{20} \geq \frac{2.8}{20} \geq 0.14m$$

Donde:

h = Altura libre entre los elementos de arriostre horizontal.

t = Espesor efectivo del muro.

Sin embargo, se utilizará un espesor de 0.13 ya que la unidad de albañilería a usar presenta un ancho de 0.125m.

2.4.2. Densidad de muros:

Como parte del predimensionamiento de la vivienda se tomará en cuenta el cálculo para verificar si la edificación cumple con la densidad mínima de los muros reforzados acorde con la Norma E-070.

$$\frac{\text{Area de corte de los muros reforzados}}{\text{Area de la planta típica}} = \frac{\sum L \times t}{A_p} \geq \frac{Z \times U \times S \times N}{56}$$

Donde:

L = Longitud total del muro incluyendo peralte de las columnas (m)

t = Espesor efectivo del muro (m)

A_p = Área de la planta típica (m²)

N = Número de pisos del edificio

Z = Factor de la zona sísmica

U = Factor de importancia

S = Factor del suelo

(*) Dichos factores se encuentran en la Norma E-030.

$$\frac{Z \times U \times S \times N}{56} = \frac{0.45 \times 1 \times 1.05 \times 2}{56} = 0.016875$$

A continuación, se muestra en la Tabla 2 y Tabla 3 de cálculo de densidades a detalle junto con la longitud de los muros, el área correspondiente a estos y se procederá a la verificación de ella misma:

Tabla 2. Densidad de muros en X

Muros del Eje X - X			
Muro	L (m)	t (m)	L.t (m ²)
X1	3.2	0.13	0.416
X2	1.9	0.23	0.437
X3	2.05	0.13	0.2665
X4	3	0.23	0.69
X5	2.05	0.13	0.2665
X6	3.4	0.23	0.782
ΣL.t			2.858
A _p (m ²)			119
ΣL.t/A _p			0.0240

Fuente: Elaboración propia

Tabla 3. Densidad de muros en Y

Muros del Eje Y - Y			
Muro	L (m)	t (m)	L.t (m2)
Y1	7.5	0.13	0.975
Y2	5.1	0.13	0.663
Y3	3.7	0.13	0.481
Y4	5.2	0.13	0.676
Y5	9.3	0.13	1.209
Y6	1.65	0.23	0.3795
$\Sigma L.t$			4.3835
Ap (m2)			119
$\Sigma L.t/Ap$			0.0368

Fuente: Elaboración propia

En el sentido X-X la densidad resulto un valor (0.024) mayor al mínimo que se requiere (0.016875) por ende en esta dirección la densidad si cumple. Para el caso del sentido en Y-Y la densidad también cumple con lo especificado pues el resultado (0.0368) resulta mayor que el mínimo (0.016875).



Capítulo 3

Metrado de cargas

3.1. Consideraciones

Para este capítulo se tomará en cuenta los valores de pesos unitarios comunes establecidos en la Norma E.20 correspondientes a carga viva (CV) y carga muerta (CM).

Tabla 4. Pesos unitarios

CARGA MUERTA	
Concreto armado	2400 kg/m ³
Acabado de piso	100 kg/m ²
Albañilería sólida de arcilla cocida	1800 kg/m ³
Tarrajeo (mortero)	2000 kg/m ³
CARGA VIVA	
S/C Vivienda	200 kg/m ²
S/C Azotea	100 kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

3.2. Áreas tributarias

Determinados los muros portantes que recibirán la carga del entrepiso de la edificación, se obtienen las áreas tributarias acorde a la distribución de los muros mediante el método del sobre (Ver Tabla 5 y Tabla 6).

Tabla 5. Área Tributaria de los muros en la dirección X

Muros del Eje X - X		
Muro	L (m)	Área (m ²)
X1	3.2	1.8241
X2	1.9	3.0719
X3	2.05	1.4969
X4	3	2.42
X5	2.05	3.3974
X6	3.4	2.9701

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6. Área tributaria de los muros en la dirección Y

Muros del Eje Y - Y		
Muro	L (m)	Área (m ²)
Y1	7.5	9.1125
Y2	5.1	5.655
Y3	3.7	10.095
Y4	5.2	6.72
Y5	9.3	10.8867
Y6	1.65	7.9755

Fuente: Elaboración propia

Capítulo 4

Análisis sísmico

4.1. Parámetros sísmicos

La parte sísmica de la estructura se basó a partir de la Norma Técnica Peruana E 030 de Diseño Sismorresistente, se definen los siguientes factores para el análisis sísmico:

✓ Factor de Condiciones Geotécnicas (S)

Correspondiente a un suelo blando y flexible con velocidades de propagación de ondas de corte menores a 180m/s, con esa información se define el parámetro de sitio que resulta $S= 1.1$.

✓ Factor de zona (Z)

La edificación se sitúa en la ciudad de Piura a partir de ello se escoge un factor de zona tipo 4 que corresponde a un $Z=0.45$, como fracción de la aceleración de la gravedad.

✓ Factor de uso (U)

Cada estructura será clasificada de acuerdo con el propósito por el cual ha sido construida como lo indica la Norma, siendo una vivienda que le corresponde un $U=1$.

✓ Factor de amplificación sísmica(C)

Es la influencia que existe entre la aceleración del suelo respecto al comportamiento de la estructura dependiendo de las características que está presente.

$$C = 2.5 \times \frac{T_p}{T} ; C \leq 2.5$$

✓ Coeficiente de reducción sísmica(R)

Dicho factor se ve regulado por la consideración de un sismo moderado que actúa en la estructura ($R=6$); sabiendo que no requiere un coeficiente de reducción puesto que la estructura es regular.

Teniendo en cuenta que todos los elementos de concreto armado de la estructura, a excepción de los elementos confinados de la albañilería, serán diseñados por resistencia última usando un factor de reducción de $R=6$ asegurando que su falla sea por flexión y no por corte. De la misma forma el diseño que contenga fuerzas gravitacionales debidas a un sismo moderado utilizara factores de amplificación de carga y reducción de resistencia $R=3$.

Entonces se tiene que para el diseño de los elementos de concreto armado (vigas, y columnas aisladas) se utilizó un factor de reducción $R=6$ ($I_a=1$, $I_p=1$), por otro lado, en cuanto

al diseño de muros y elementos de confinamiento del mismo (soleras y columnas) se utilizó: Un factor $R=6$ para el control de fisuración de los muros (Artículo 26.2 E070) y un factor $R=3$ para realizar el diseño en sí de los muros de albañilería (muros y elementos de confinamiento - Artículo 27 c E070). Cabe resaltar que la Norma E070 propone una metodología para poder obtener valores correspondientes de sismo severo a partir de los ya obtenidos por sismo moderado. Este punto se desarrolla a mayor detalle en el apartado de diseño de muros.

En cuanto a como se ha trabajado con todos estos parámetros en la modelación, cabe resaltar que lo que se ha ingresado es un factor general que es el que multiplica al peso total de la estructura P , este es el que se muestra a continuación:

$$factor = \frac{ZUCS}{R} = \frac{(0.45 * 1 * 2.5 * 1.05)}{6} = 0.1969 = 0.2$$

Este valor 0.2 es el que se ingresa en la modelación donde dice “**Base Shear Coefficienty C**” ya se ha explicado anteriormente con brevedad de porque se considera $R=6$ debido a que primero se realiza el diseño de los elementos de concreto armado y el control de fisuración que respecta al diseño de muros, del mismo modo porque de los valores obtenidos con $R=6$ se pueden obtener los valores aproximados a $R=3$. Aún así, igual se hizo una verificación cambiando dicho factor general en la modelación para comprobar que los valores obtenidos aproximadamente para sismo severo no varíen mucho respecto a los de sismo moderado afectados por un factor.

Una vez colocado el factor de cortante basal 0.2 en el software SAP 2000, el cual considera todos los factores anteriormente determinados, este valor se multiplicará automáticamente por el peso total de la estructura para calcular la cortante basal y repartir así, dicha magnitud en cada entrepiso en base a la rigidez de los elementos estructurales que lo conforman. Todo lo mencionado se encuentra en el capítulo correspondiente **Diseño de muros**. Solo recalcar que para la **Norma E030 Diseño sismorresistente** en el **apartado 4.3 - Estimación de Peso (P)**, se tiene que para una categoría C correspondería tomar un 25% de la carga viva, sin embargo, esto no se ha configurado en la modelación, es decir que para el cálculo del P de nuestra edificación no se ha tomado en cuenta dicha reducción de carga viva y se considera el peso total de la vivienda. Por último, resaltar que para la **distribución de la fuerza sísmica en altura (Apartado 4.5.3 E030)** el valor de k que ingresa a la modelación como “**Building Height exp.**” corresponde a la unidad, es decir $k=1$, ya que el periodo $T=0.1$ es menor que 0.5 segundos (Apartado 4.5.3 E-030). Con ello establecido, el software obtiene “ α_i ” y de esta manera F_i que sería un porcentaje de la fuerza de la cortante Basal que afecta el entrepiso de la estructura. En este caso, el software no muestra la fuerza que afecta cada entrepiso, pero se puede observar las fuerzas internas en cada elemento que conforma el sistema estructural, es así como, estos valores se han tomado en cuenta para poder realizar los diseños.

Capítulo 5

Diseño de vigas

5.1. Generalidades

Para este capítulo se empleará lo estipulado en el artículo 9.2 de la Norma E 060, en la cual se tendrá que hallar las envolventes a partir de las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 CM + 1.25 CV \pm CS$$

$$U = 0.9 CM \pm CS$$

Sin embargo, la Norma E 060 menciona otras combinaciones que involucran la carga de viento, para nuestro diseño dicha carga no se está teniendo en cuenta.

5.2. Diseño por flexión

Para el diseño por flexión se realizará teniendo en cuenta lo que manda la norma E 060 para lo cual se empleará el programa SAP2000 para la obtención de las envolventes de momento a partir de las combinaciones de carga. Sin embargo, para el diseño se debe tener en cuenta tres hipótesis:

- Una sección plana siempre permanecerá plana, mientras la relación de esbeltez no sea mayor a 4.
- La perfecta adherencia entre concreto y acero para tener las mismas deformaciones.
- Los esfuerzos de tracción en el concreto son despreciables.
- La sección sub-reforzada debe presentar falla dúctil y encontrarse en el rango elástico.

A partir de lo anterior mencionado se procede a calcular la cantidad de acero para cada una de las vigas que conforman la estructura, a partir de la siguiente formulación:

$$Ku = \frac{Mu}{b \times d^2}$$

Donde:

Mu = Momento ultimo

b = Ancho de la viga

d = Peralte de la viga

Una vez obtenido el valor de "Ku" se usará la Tabla 40 para encontrar la relación con "ρ", a partir de ello se podrá calcular el área de acero y elegir la varilla más conveniente.

$$A_s = \rho \times b \times d$$

5.2.1. Diseño de viga peraltada

La viga peraltada presenta un ancho de 25cm con un peralte de 40cm. Para el diseño se ha seleccionado un tramo de viga representativo de tres luces, como se muestra en la figura 4, donde se muestran los momentos en tracción y compresión actuando a lo largo de la luz. Los momentos tienen una nomenclatura A1, B1, C1, etc. y sus valores están indicados en Tabla 7.

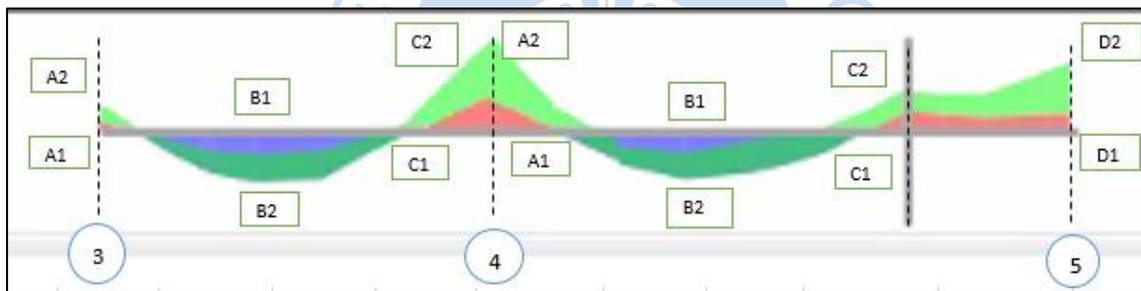


Figura 4. Diagrama de momento flector viga eje 3-4 y 4-5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 7. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 3-4 y 4-5

T.V	EJE	ENTRE	Valores de Momentos en ton - m								As+ coloc.	As-coloc.
			A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2		
PERALT. 25X40 PISO 1	B	3 y 4	-0.28	-1.04	0.25	0.72	-0.33	-1.30			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	B	4 y 5	-0.25	-1.35	0.24	0.83	-0.25	-0.73	-0.06	-1.02	2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
PERALT. 25X40 PISO 2	B	3 y 4	-0.39	-0.92	0.22	0.57	-0.29	-1.08			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	B	4 y 5	-0.29	-1.08	0.25	0.67	-0.14	-0.52	-0.18	-0.89	2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia

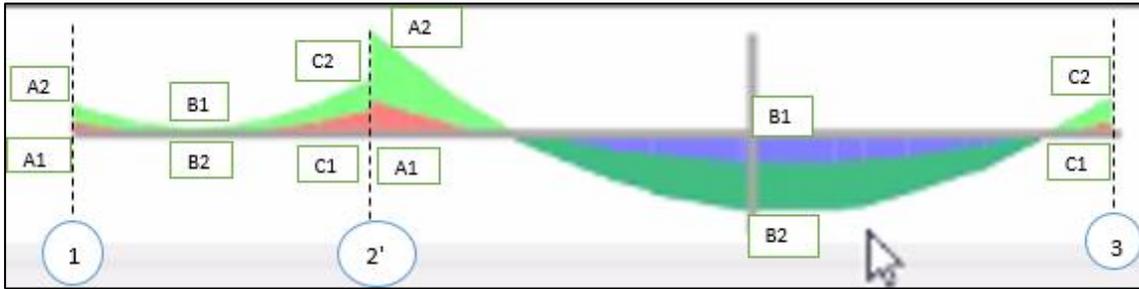


Figura 5. Diagrama de momento flector viga eje 1-2' y 2'-3

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 1-2' y 2'-3

			Valores de Momentos en ton - m									
T.V	EJE	ENTRE	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2	As+ coloc.	As- coloc.
PERALT. 25X40 PISO 1	B'	1 y 2'	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.87	-1.80			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	B'	2' y 3	-1.00	-2.29	0.71	1.50	-0.61	-1.41			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
PERALT. 25X40 PISO 2	B'	1 y 2'	-0.12	-0.52	-0.05	-0.26	-0.38	-1.10			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	B'	2' y 3	-0.81	-2.60	0.72	1.92	-0.59	-1.82			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia

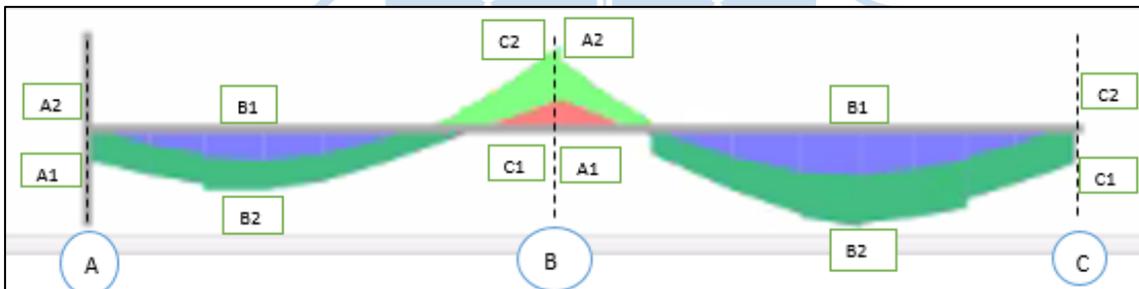


Figura 6. Diagrama de momento flector viga eje A-B y B-C

Fuente: Elaboración propia

Tabla 9. Acero colocado en tracción y compresión de la viga A-B y B-C

			Valores de Momentos en ton - m									
T.V	EJE	ENTRE	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2	As+ coloc.	As- coloc.
PERALT. 25X40 PISO 1	6	A y B	0.00	0.19	0.17	0.37	-0.17	-0.50			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	6	B y C	-0.17	-0.40	0.28	0.58	-0.01	0.21			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
PERALT. 25X40 PISO 2	6	A y B	-0.10	0.27	0.14	0.41	-0.11	-0.60			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	6	B y C	-0.10	-0.62	0.26	0.65	-0.10	0.27			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia

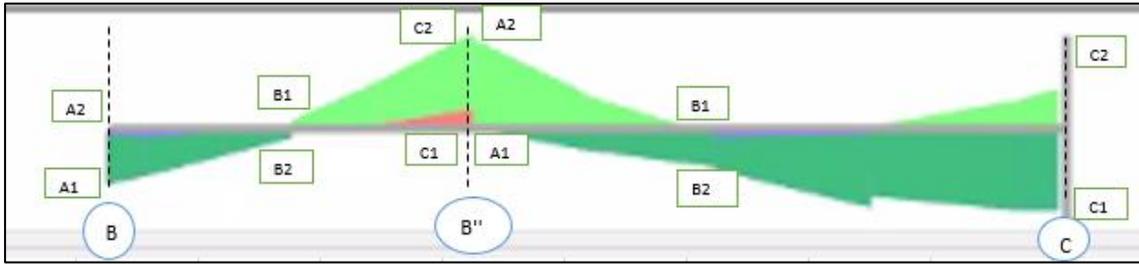


Figura 7. Diagrama de momento flector viga eje B-B'' y B''-C

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10. Acero colocado en tracción y compresión de la viga B-B'' y B''-C

			Valores de Momentos en ton - m									
T.V	EJE	ENTRE	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2	As+ coloc.	As- coloc.
PERALT. 25X40 PISO 1	5	B y B''	-0.08	0.37	-0.06	0.07	-0.1	-0.4			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	5	B'' y C	0	-0.4	0	0.1	-0.3	0.43			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
PERALT. 25X40 PISO 2	5	B y B''	0.03	0.2	-0.03	0.15	-0.07	-0.32			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
	5	B'' y C	0	-0.31	0.02	-0.26	-0.13	0.28			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia

5.2.2. Diseño de viga chata

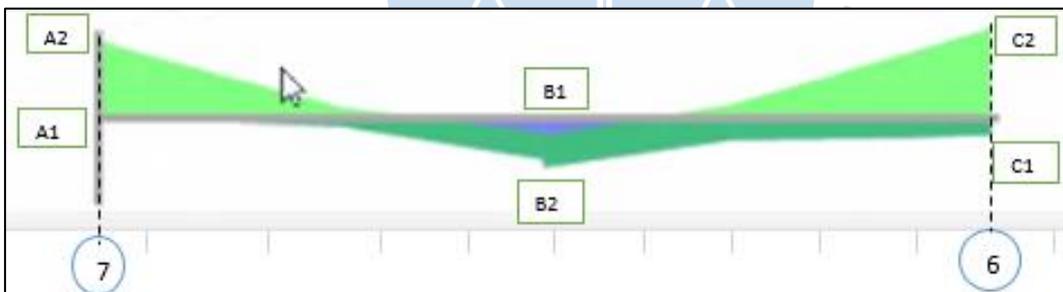


Figura 8. Diagrama de momento flector viga eje 7-6

Fuente: Elaboración propia

Tabla 11. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 7-6

			Valores de Momentos en ton - m									
T.V	EJE	ENTRE	A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2	As+ coloc.	As- coloc.
CHATA 25X20 PISO 1	B	7 y 6	0	-0.23	0.05	0.15	-0.05	-0.27			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
CHATA 25X20 PISO 2	B	7 y 6	0	-0.21	0.05	0.16	0.05	-0.19			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia



Figura 9. Diagrama de momento flector viga eje A-A''

Fuente: Elaboración propia

Tabla 12. Acero colocado en tracción y compresión de la viga A-A''

T.V	EJE	ENTRE	Valores de Momentos en ton - m								As+ coloc.	As-coloc.
			A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2		
CHATA 25X20 PISO 1	2	A y A''	-0.05	0.28	-0.02	-0.11	0.09	-0.55			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
CHATA 25X20 PISO 2	2	A y A''	0.03	0.24	0	0.08	-0.02	-0.43			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia



Figura 10. Diagrama de momento flector viga B'-C

Fuente: Elaboración propia

Tabla 13. Acero colocado en tracción y compresión de la viga B'-C

T.V	EJE	ENTRE	Valores de Momentos en ton - m								As+ coloc.	As-coloc.
			A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2		
CHATA 25X20 PISO 1	2'	B' y C	-0.04	-0.28	0.05	0.14	-0.05	0.04			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
CHATA 25X20 PISO 2	2'	B' y C	-0.07	-0.21	0.06	0.12	-0.02	0.02			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia

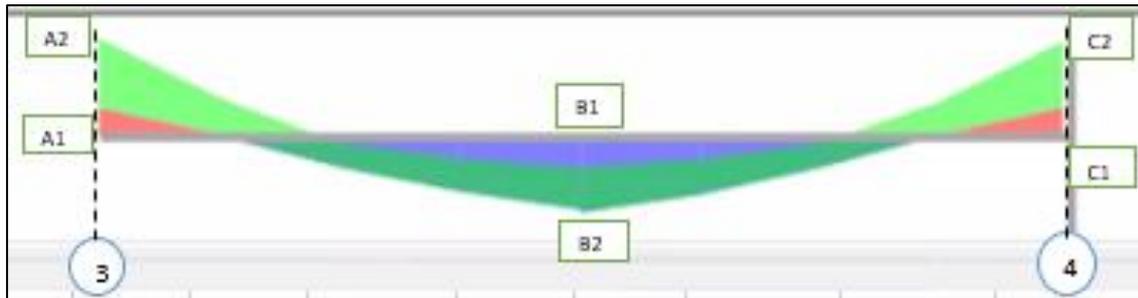


Figura 11. Diagrama de momento flector viga eje 3-4

Fuente: Elaboración propia

Tabla 14. Acero colocado en tracción y compresión de la viga 3-4

T.V	EJE	ENTRE	Valores de Momentos en ton - m								As+ coloc.	As-coloc.
			A1	A2	B1	B2	C1	C2	D1	D2		
CHATA 25X20 PISO 1	A'	3 y 4	-0.07	-0.24	0.08	0.18	-0.07	-0.23			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"
CHATA 25X20 PISO 2	A'	3 y 4	-0.08	-0.22	0.07	0.15	-0.07	-0.19			2 Φ 1/2"	2 Φ 1/2"

Fuente: Elaboración propia

5.3. Diseño por corte

Resistencia al corte suministrada por el concreto:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 34$$

$$V_c = 6.528 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de estribos mínimos:

$$0.5\phi V_c \leq V_u \leq \phi V_c$$

$$2.7744 \leq V_u \leq 5.5488$$

Se analizó la cantidad de estribos mínimos para cada una de las vigas que han sido diseñadas tanto peraltadas como chatas.

5.3.1. Diseño de corte para las vigas peraltadas

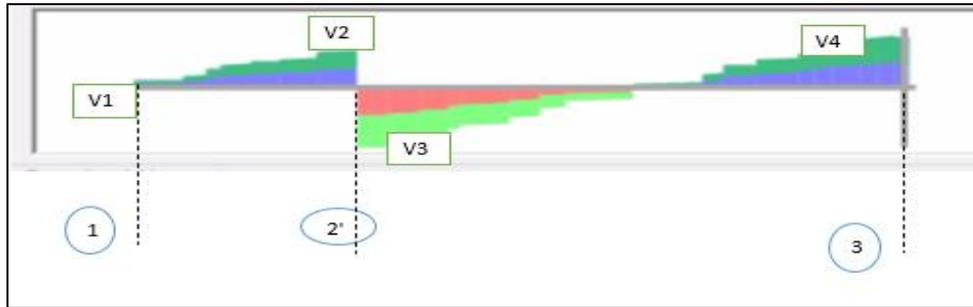


Figura 12. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje B'

Tabla 15. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje B'

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTRE EJES	Momentos ton - m								S montaje	As. Pulg
			V1	V2	V3	V4	V5	V6	Smin1	Smin2		
PERALT. 25X40	B'	1 y 2'	-	1.11	-	-	-	-	-	-	40	Φ3/8"
		2' y 3	-	-	3.20	3.62	-	-	82.31	68.16		Φ3/8"
PERALT. 25X40	B'	1 y 2'	-	1.80	-	-	-	-	-	-		Φ3/8"
		2' y 3	-	-	2.65	2.85	-	-	82.31	68.16		Φ3/8"

Fuente: Elaboración propia

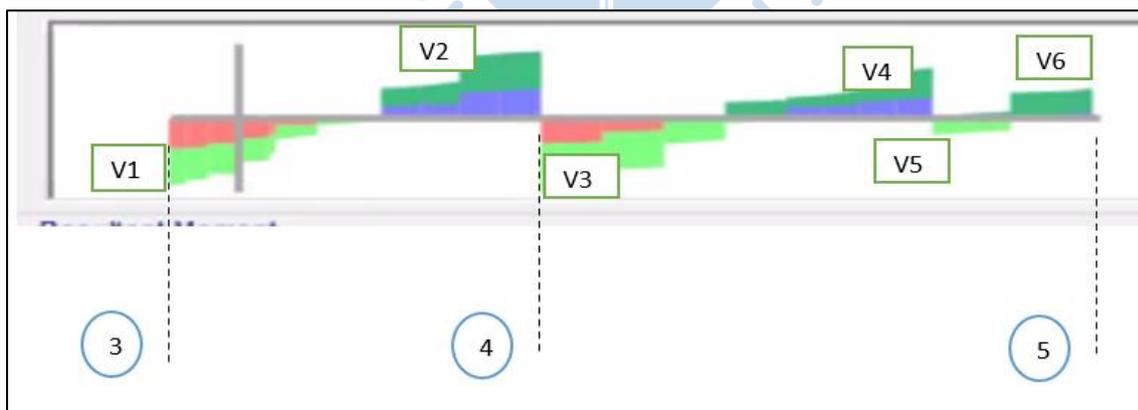


Figura 13. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje B

Fuente: Elaboración propia

Tabla 16. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje B

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTR E EJES	Momentos ton - m									
			V1	V2	V3	Vu 4	V5	V6	Smin 1	Smin 2	S montaje	As.Pulg
PERALT. 25X40	B	3 y 4	-1.6	2.4					82.3	68.1	40	Φ3/8"
		4 y 5			-	1.8	-0.5	0.8				Φ3/8"
PERALT. 25X40	B	3 y 4	-1.4	1.9								Φ3/8"
		4 y 5			-	1.4	-	0.7				Φ3/8"

Fuente: Elaboración propia

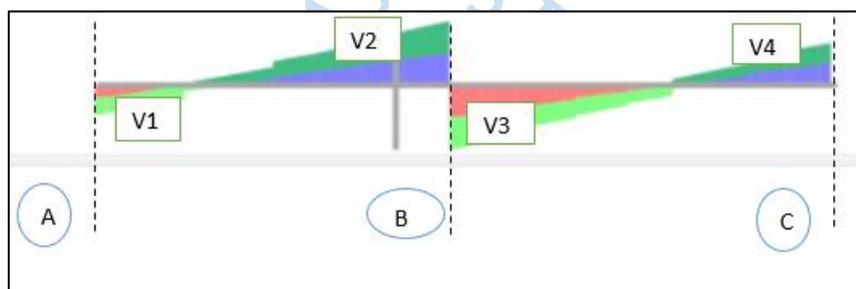


Figura 14. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje 6

Tabla 17. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje 6

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTR E EJES	Momentos ton - m									
			V1	V2	V3	Vu4	V5	V6	Smin 1	Smin 2	S montaje	As.Pulg
PERALT. 25X40	6	A y B	-	0.7							40	Φ3/8"
		B y C	0.31	0.4	-	0.4						Φ3/8"
PERALT. 25X40	6	A y B	-	0.6								Φ3/8"
		B y C	0.27	0.5	-	0.4						Φ3/8"

Fuente: Elaboración propia

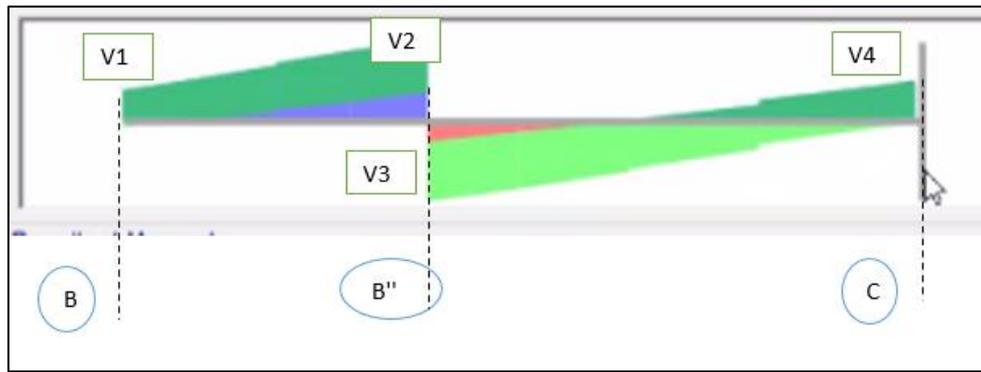


Figura 15. Diagrama fuerza cortante de la viga peraltada eje 5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 18. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje 5

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTRE EJES	Momentos ton - m								S montaje	As.Pulg
			V1	V2	V3	Vu4	V5	V6	Smin1	Smin2		
PERALT. 25X40	5	B y B''	0.61	0.7							40	Φ3/8"
		B'' y C			-0.61	0.3						Φ3/8"
PERALT. 25X40	5	B y B''	0.38	0.47								Φ3/8"
		B'' y C			-0.46	0.19						Φ3/8"

Fuente: Elaboración propia

5.3.2. Diseño de corte para las vigas chatas

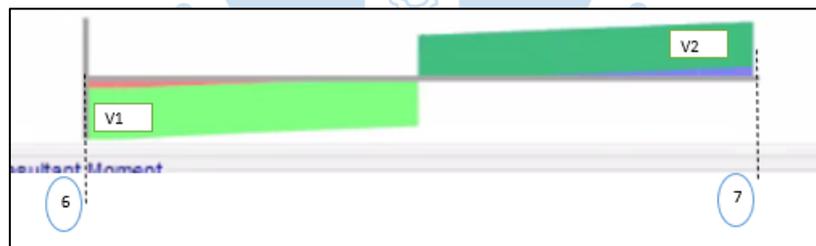


Figura 16. Diagrama fuerza cortante de la viga chata eje B

Fuente: Elaboración propia

Tabla 19. Diseño por corte y espaciamiento de viga chata eje B

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTRE EJES	Momentos ton - m								S montaje	As.Pulg
			V1	V2	V3	Vu4	V5	V6	Smin1	Smin2		
CHATA 25X20	B	7 y 6	-0.47	0.52							40	Φ3/8"
CHATA 25X20	B	7 y 6	-0.46	0.41								Φ3/8"

Fuente: Elaboración propia

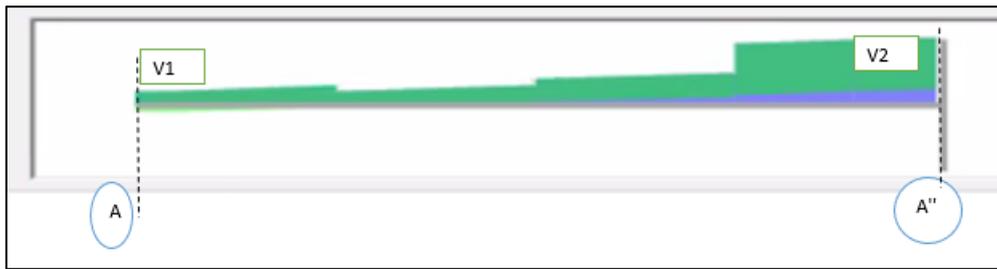


Figura 17. Diagrama fuerza cortante de la viga cortante eje 2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 20. Diseño por corte y espaciamiento de viga chata eje 2

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTRE EJES	Momentos ton - m										
			V1	V2	V3	Vu4	V5	V6	Smin1	Smin2	S montaje	As.Pulg	
CHATA 25X20	2	A y A''	0.22	0.81								40	Φ3/8"
CHATA 25X20	2	A y A''	0.17	0.66									Φ3/8"

Fuente: Elaboración propia

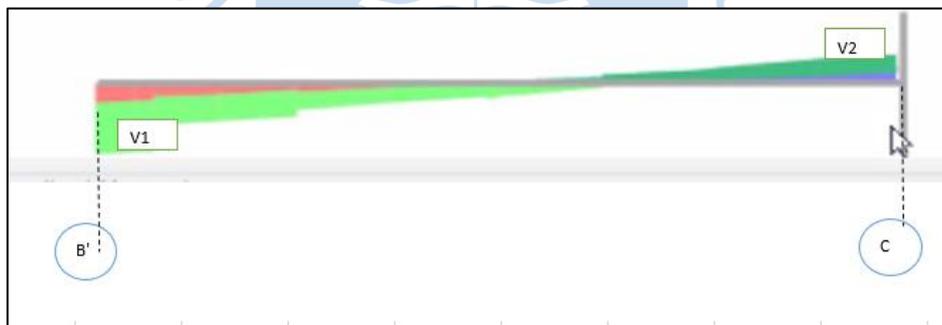


Figura 18. Diagrama fuerza cortante de la viga chata eje 2'

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje 2'

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTRE EJES	Momentos ton - m										
			V1	V2	V3	V4	V5	V6	Smin1	Smin2	S montaje	As.Pulg	
CHATA 25X20	2'	B' y C	-0.3	0.16								40	Φ3/8"
CHATA 25X20	2'	B' y C	-0.25	0.12									Φ3/8"

Fuente: Elaboración propia

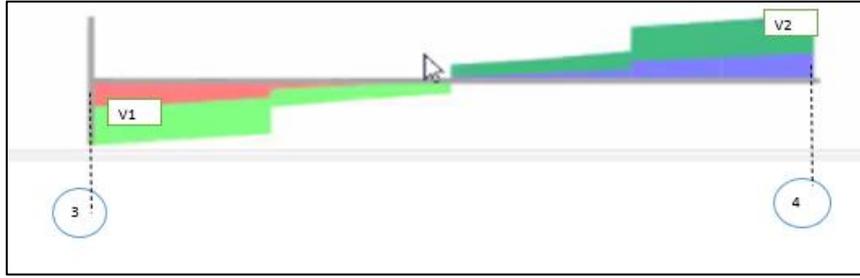


Figura 19. Diagrama fuerza cortante de la viga chata eje A'

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22. Diseño por corte y espaciamiento de viga peraltada eje A'

TIPO DE VIGA	A LO LARGO EJE	ENTRE EJES	Momentos ton - m										
			V1	V2	V3	Vu4	V5	V6	Smin1	Smin2	S montaje	As. Pulg	
CHATA 25X20	A'	3 y 4	-0.5	0.49								40	Φ3/8"
CHATA 25X20	A'	3 y 4	-0.43	0.41							Φ3/8"		

Fuente: Elaboración propia

5.4. Cálculo de las deflexiones

Según la norma peruana E 060 menciona que los peraltes y espesores mínimos de vigas no pre-esforzadas en una dirección que no soporten a elementos no estructurales susceptibles a poder dañarse a causa de deflexiones excesivas de cada elemento estructural. Para ello se presentan algunos límites que se deberán tener en cuenta para poder evitar el cálculo de las deflexiones sin tener un efecto negativo.

Tabla 23. Espesores mínimos de vigas en una dirección para la verificación de deflexiones

Elementos	Peralte mínimo (h)			
	Simplemente apoyadas	Con extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructural susceptibles a daño			
Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Fuente: Norma técnica peruana E060-Tabla 9.1



Capítulo 6

Diseño de aligerado

El diseño de las losas aligeradas se lleva a cabo mediante la vigueta que corre en todo su tramo, para el diseño se ha considerado un ancho de alma de 10 cm para momentos negativos y en la parte superior 40 cm de largo de alas de vigueta.

El sentido del aligerado es unidireccional en sentido de este-oeste, lo más convencional se verifico con la comprobación de esfuerzos axiales máximos de los muros cumpliendo con los requisitos de la norma, dicho análisis se realizado en un modelado de vigueta de T en el programa SAP 2000, estas fueron modeladas como elementos continuos con apoyos simples para la continuidad de los momentos.

Tipos de aligerado:

Debido a que para cada paño de losa aligerada hay presencia de tabiquería esta generaría una carga muerta adicional que actuaría de manera perpendicular a la vigueta involucrada, sabiendo que ya losa aligerada ya presenta su propia carga, se optó seccionar la losa en partes específicas donde se cuenta dicha adición de carga. Cargas puntuales que generarían mayores fuerzas y pon ente mayores fuerzas a los demás.

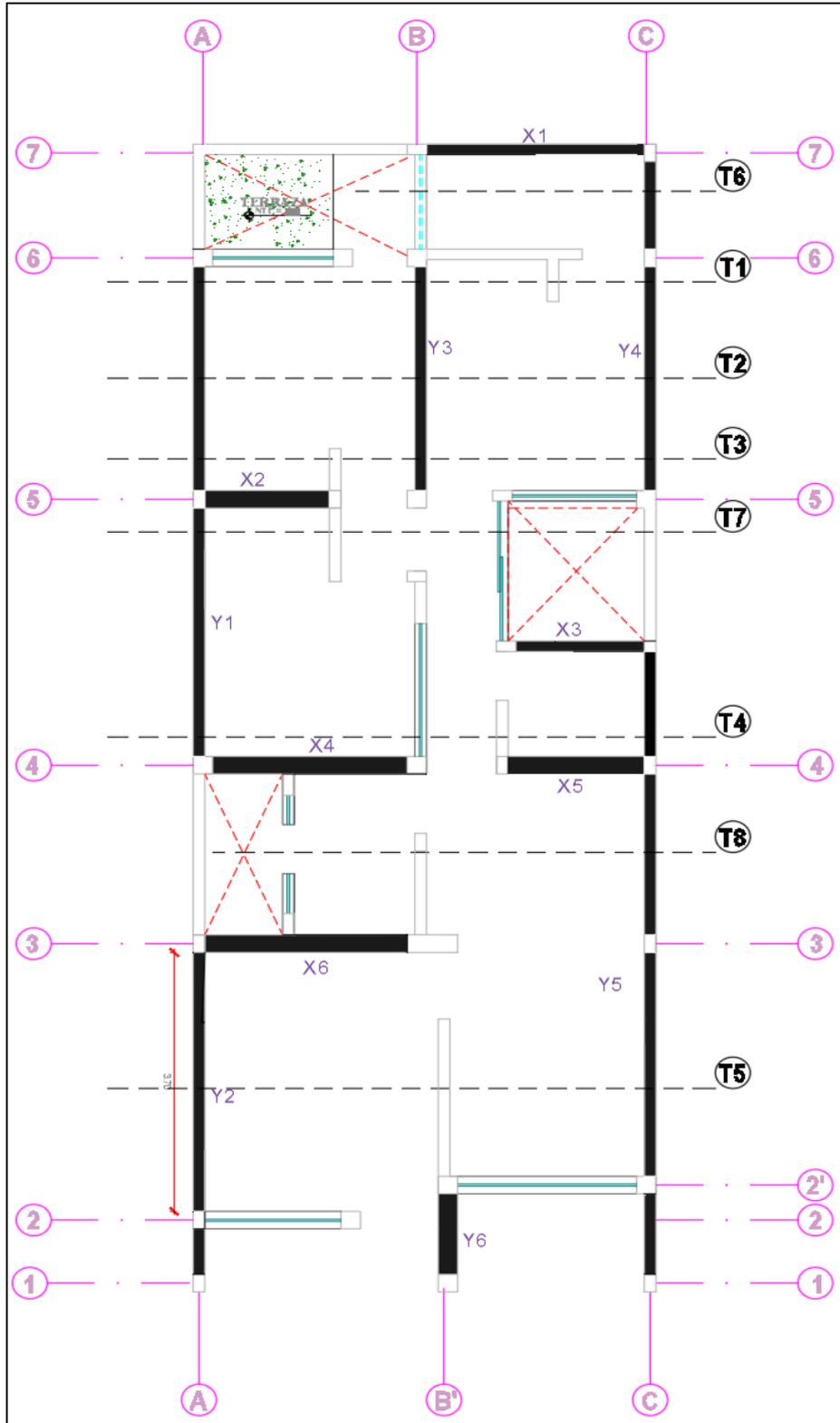


Figura 20. Vista de planta de tipos de aligerado

Fuente: Información del proyecto

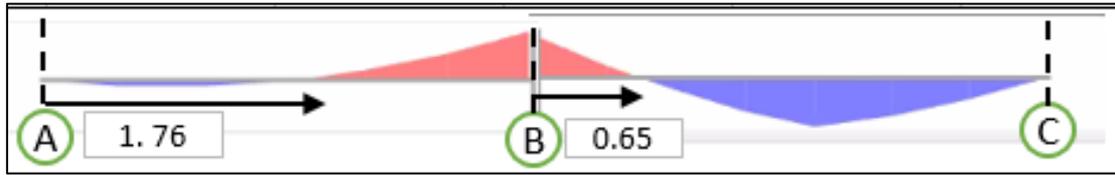
Aligerado tipo 1

Figura 21. Diagrama momento flector vigueta tipo 1

Fuente: Elaboración propia

Solicitud

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 1	A y B	-0.43	0.12	2.8
	B y C	-0.43	0.46	3

Tabla 24. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 1

TIPO 1	M+	kg.cm	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.12	12000	40	17	1.04	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
B y C	0.46	46000	40	17	3.98	4.47	0.12	0.82	1.21	1 \emptyset 3/8 y 1 \emptyset 8mm	2#8
	M-	kg.cm	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.43	43000	10	17	14.88	15.09	0.42	1.062	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10
B y C	0.43	43000	10	17	14.88	15.09	0.42	1.062	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 1

	CM	CV	Wu	luz	Mn (ton.m)	Mn (kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	2.8	0.099	9930.66667	10	17	3.44	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	3	0.114	11400	10	17	3.94	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8

Fuente: Elaboración propia

Aligerado tipo 2

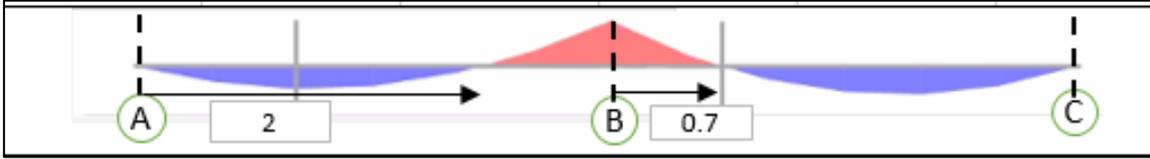


Figura 22. Diagrama momento flector vigueta tipo 2

Fuente: Elaboración propia

Solicitud

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 2	A y B	-0.32	0.16	2.8
	B y C	-0.32	0.2	3

Tabla 26. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 2

TIPO 2	M+	kg.cm	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.16	16000	40	17	1.38	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
B y C	0.2	20000	40	17	1.73	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
	M-	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.32	32000	10	17	11.07	11.64	0.32	0.60	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10
B y C	0.32	32000	10	17	11.07	11.64	0.32	0.60	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 2

	CM	CV	Wu	luz	Mn(ton.m)	Mn(kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	2.8	0.099	9930.66667	10	17	3.44	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	3	0.114	11400	10	17	3.94	4.47	0.12	0.20	0.41	\emptyset 8mm	#8

Fuente: Elaboración propia

Aligerado tipo 3

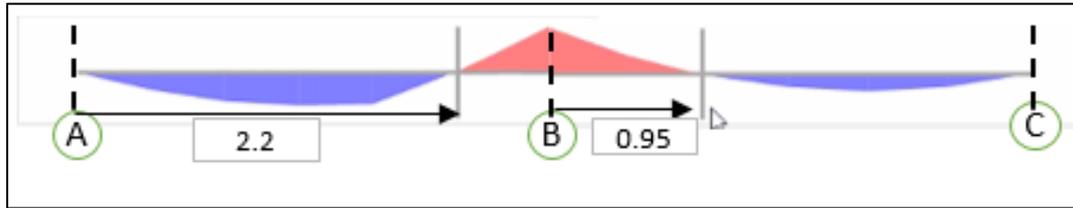


Figura 23. Diagrama momento flector viga tipo 3

Fuente: Elaboración propia

Solicitud

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 3	A y B	-0.43	0.31	2.8
	B y C	-0.43	0.16	3

Tabla 28. Cálculo de acero positivo y negativo para la viga Tipo 3

TIPO 3	M+	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.31	31000	40	17	2.68	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
B y C	0.16	16000	40	17	1.38	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
	M-	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.43	43000	10	17	14.88	15.09	0.42	1.06	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10
B y C	0.43	43000	10	17	14.88	15.09	0.42	1.06	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 29. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la viga tipo 3

	CM	CV	Wu	luz	Mn(ton.m)	Mn(kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	2.8	0.099	9930.66667	10	17	3.44	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	3	0.114	11400	10	17	3.94	4.47	0.12	0.20	0.41	\emptyset 8mm	#8

Fuente: Elaboración propia

Aligerado tipo 4

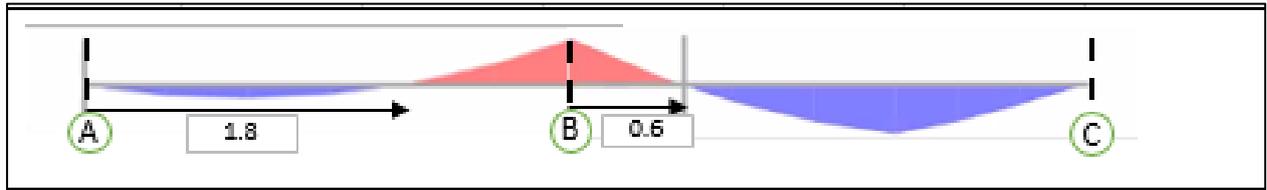


Figura 24. Diagrama momento flector vigueta tipo 4

Fuente: Elaboración propia

Solicitación

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 4	A y B	-0.44	0.13	2.8
	B y C	-0.44	0.33	3

Tabla 30. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 4

TIPO 4	M+	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.13	13000	40	17	1.12	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
B y C	0.33	33000	40	17	2.85	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
	M-	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.44	44000	10	17	15.22	15.77	0.44	1.14	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10
B y C	0.44	44000	10	17	15.22	15.77	0.44	1.14	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 4

	CM	CV	Wu	luz	Mn(ton.m)	Mn(kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	2.8	0.099	9930.66667	10	17	3.44	3.74	0.1	0.17
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	3	0.114	11400	10	17	3.94	4.47	0.12	0.20

Fuente: Elaboración propia

Aligerado tipo 5

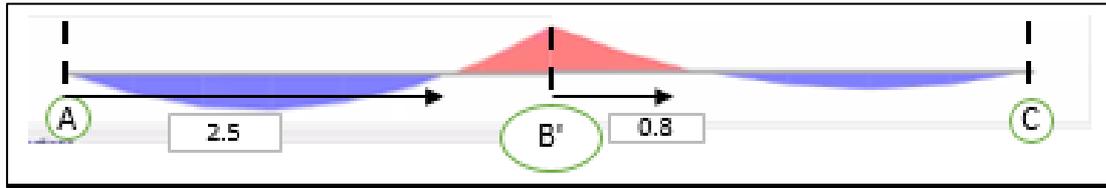


Figura 25. Diagrama momento flector vigueta tipo 5

Fuente: Elaboración propia

Solicitación

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 5	A y B'	-0.32	0.24	3.2
	B' y C	-0.32	0.12	2.6

Tabla 32. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 5

TIPO 5	M+	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.24	24000	40	17	2.08	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
B y C	0.12	12000	40	17	1.04	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
	M-	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.32	32000	10	17	11.07	11.64	0.32	0.60	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10
B y C	0.32	32000	10	17	11.07	11.64	0.32	0.60	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 33. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 5

	CM	CV	Wu	luz	Mn(ton.m)	Mn(kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	3.2	0.130	12970.6667	10	17	4.49	5.2	0.14	0.24	0.41	\emptyset 8mm	#8
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	2.6	0.0856267	8562.66667	10	17	2.96	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8

Fuente: Elaboración propia

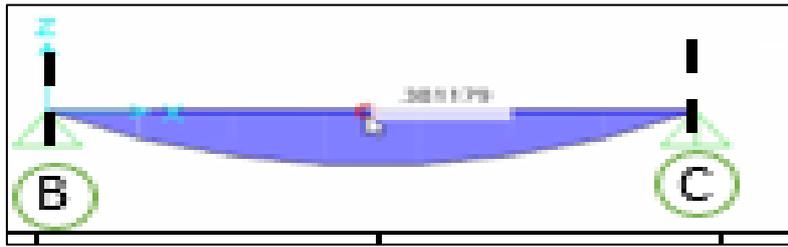
Aligerado tipo 6

Figura 26. Diagrama momento flector vigueta tipo 6

Fuente: Elaboración propia

Solicitud

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 6	B y C		0.38	3.2

Tabla 34. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 6

TIPO 6	M+	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm2	As coloc. cm2	As col. Varillas	N°
B y C	0.38	38000	40	17	3.29	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 6

	CM	CV	Wu	luz	Mn(ton.m)	Mn(kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm2	As coloc. cm2	As col. Varillas	N°
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	3.2	0.130	12970.6667	10	17	4.49	5.2	0.14	0.238	0.41	\emptyset 8mm	#8
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	0	0	0	10	17	0.00	0	0	0	0	\emptyset 8mm	#8

Fuente: Elaboración propia

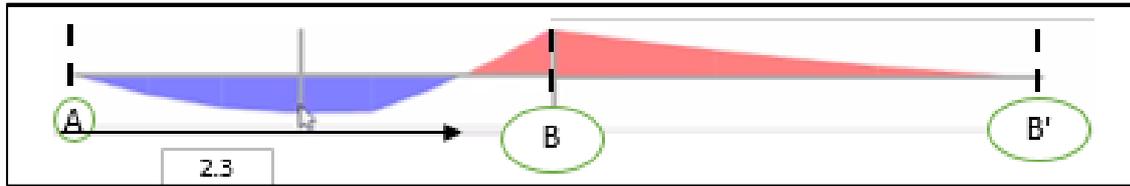
Aligerado tipo 7

Figura 27. Diagrama momento flector vigueta tipo 7

Fuente: Elaboración propia

Solicitud

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 7	A y B	-0.4	0.33	2.85
	B y B''	-0.4		1.05

Tabla 36. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta Tipo 7

TIPO 7	M+	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.33	33000	40	17	2.85	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
B y C											
	M-	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.4	40000	10	17	13.84	14.41	0.4	0.94	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10
B y C	0.4	40000	10	17	13.84	14.41	0.4	0.94	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 7

	CM	CV	Wu	luz	Mn(ton.m)	Mn(kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	2.85	0.103	10288.5	10	17	3.56	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	1.05	0.013965	1396.5	10	17	0.48	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8

Fuente: Elaboración propia

Aligerado tipo 8

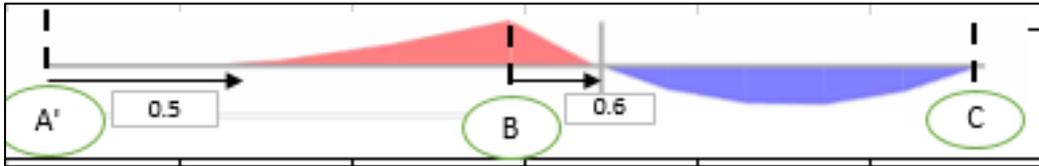


Figura 28. Diagrama momento flector vigueta tipo 8

Fuente: Elaboración propia

Solicitud

	Entre ejes	M-	M+	Longitud
Tipo 8	A' y B	-0.25		1.6
	B y C	-0.25	0.22	3

Tabla 38. Cálculo de acero positivo y negativo para la vigueta tipo 8

TIPO 8	M+	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.22	22000	40	17	1.90	3.74	0.1	0.68	0.71	1 \emptyset 3/8	#10
B y C		0	40	17	0.00						
	M-	kg.cm	b	d	Ku	Kutabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
A y B	0.25	25000	10	17	8.65	8.82	0.24	0.35	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10
B y C	0.25	25000	10	17	8.65	8.82	0.24	0.35	1.42	2 \emptyset 3/8	2#10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 39. Cálculo de acero en los extremos por el método de coeficientes para la vigueta tipo 8

	CM	CV	Wu	luz	Mn(ton.m)	Mn(kg.cm)	b	d	Ku	Ku tabla	ρ %	As calc. cm ²	As coloc. cm ²	As col. Varillas	N°
Extremo izq.	0.12	0.08	0.304	1.6	0.032	3242.67	10	17	1.12	3.74	0.1	0.17	0.41	\emptyset 8mm	#8
Extremo der.	0.12	0.08	0.304	3	0.114	11400	10	17	3.94	4.47	0.12	0.204	0.41	\emptyset 8mm	#8

Fuente: Elaboración propia

Capítulo 7

Diseño de muros

Para el diseño de muros de albañilería se tendrán en cuenta lo establecido en nuestra Norma E070. Primero recalcar que se tendrá en cuenta lo estipulado en el **Artículo 26.1 a** respecto a la suposición de la sección de muros de una forma rectangular que involucra el espesor “t” y la longitud del mismo “L”, además también se cumplirá con lo escrito en cuanto al refuerzo vertical en columnas, de considerar el mayor elemento de refuerzo que provenga del diseño independiente de los muros.

En cuanto a la obtención de fuerzas que se requieren tanto para las verificaciones que se establecen en la norma como para el diseño en sí, se utilizará la información obtenida de la modelación realizada en el **Software SAP 2000**.

En ese sentido, esta parte del trabajo constará de 3 apartados generales. En la primera se realizará una verificación acorde al **Capítulo 7 Requisitos estructurales mínimos**, específicamente al **Artículo 19.1 a y 19.1 b**; en cuanto al espesor mínimo “t” de los muros, este resulta de dividir la altura efectiva “h” de 2.6 metros entre 20 (valor que corresponde a la zona sísmica 4) de esta manera dicho espesor corresponderá a 0.13 metros. Y en el caso del artículo **19.1 b** se resumirá el cálculo que refiere al esfuerzo axial máximo “ σ_m ” que se da en la parte baja de los muros del primer nivel que componen la estructura y la respectiva verificación frente a la resistencia proporcionada por la albañilería.

La segunda parte consta de realizar la verificación que se menciona en el **Artículo 26 Diseño de muros de albañilería**, específicamente en el apartado **26.1** donde se deberá cumplir con un primer control de figuración que afrontarán los muros frente a cargas cortantes producidas por sismo correspondientes a **Sismo moderado**, es decir en este caso se empleará un factor de reducción **R=6**, con ello se obtendrán los valores de cortantes y momentos **Ve y Me** que nos servirán para constatar si la **Ve** (Cortante producida por sismo moderado) será menor que fuerza cortante admisible que equivale al **55%** de la resistencia al corte proporcionada por la albañilería **Vm**. Aquí se determinará un primer control de figuración de los muros que componen el sistema de albañilería confinada. Cabe resaltar que para encontrar esta resistencia al corte proporcionado por el muro de albañilería **Vm** no se tomarán en cuenta muros de longitudes menores a 1.2 metros, ya que se consideran que el aporte de resistencia

al corte de este tipo de muros es mínimo. Todo lo mencionado anteriormente se resumirá en tablas que sustentaran los cálculos y decisiones que se tomen más adelante.

La tercera parte del diseño de los muros de albañilería involucra utilizar las fuerzas de sismo correspondientes al **sismo severo**, es decir el empleo de un **R=3**, esto hace que las fuerzas de cortantes y momentos **Vu** y **Mu** sean mayores en proporción a las obtenidas del sismo moderado. En este caso, se ha considerado duplicar las fuerzas de cortante y momentos de **sismo moderado** para obtener las correspondientes al **sismo severo**. En este punto se evaluará si se cumple o no con los apartados del artículo **26.4 Verificación de la resistencia al corte del edificio**, donde compara el total de fuerza cortante obtenida ante sismo severo **VEi** del entrepiso a analizar frente a la sumatoria de las resistencias al corte **Vm** de dicho entrepiso. Una vez hecha esta verificación se procederá con el diseño en sí de los elementos de confinamiento, columnas y soleras, cumpliendo con el **Artículo 27**.

Primera parte.

Las Fuerzas de carga axial correspondientes a la parte inferior de los muros considerados portantes en la estructura. Estos valores fueron obtenidos realizando un corte en la parte baja de los muros, los cuales se discretizaron en un enmallado correspondiente a secciones de 0.4 m², todos los detalles de ello se muestran en la modelación de la estructura en SAP 2000. Cabe resaltar que este enmallado se fue colocando en cada muro independiente y una vez tomado los datos necesitados se quitó, esto para no cargar la modelación y por ende evitar problemas que se puedan presentar con el programa. Entonces en el cuadro siguiente se muestran cargas axiales de 100% de CM, 100% de CV y 25% de CV, estas utilizaremos para encontrar los valores de **Pm** y **Pg**.

Tabla 40. Solicitación de cargas axiales para Pm y Pg

Corte en la base de la sección del muro	P (ton.m)	P (ton.m)	P (ton.m)
	CM	CV	0.25CV
X1-1erPiso (DEAD)	4.3791	0.2828	0.0707
X2-1erPiso (DEAD)	3.9803	0.3628	0.0907
X3-1erPiso (DEAD)	3.5311	0.2775	0.0694
X4-1erPiso (DEAD)	7.2802	0.8512	0.2128
X5-1erPiso (DEAD)	3.6034	0.2869	0.0717
X6-1erPiso (DEAD)	8.912	1.1308	0.2827
Y1a-1erPiso (DEAD)	5.6572	0.3986	0.0997
Y1b-1erPiso (DEAD)	6.423	0.5171	0.1293
Y2a-1erPiso (DEAD)	6.087	0.468	0.117
Y2b-1erPiso (DEAD)	2.6062	0.2424	0.0606
Y3-1erPiso (DEAD)	9.4287	1.2771	0.3193
Y4a-1erPiso (DEAD)	5.837	0.3944	0.0986

Y4b-1erPiso (DEAD)	3.6874	0.2845	0.0711
Y5a-1erPiso (DEAD)	3.4678	0.281	0.0702
Y5b-1erPiso (DEAD)	5.8711	0.4635	0.1159
Y5c-1erPiso (DEAD)	4.5697	0.3759	0.094
Y5d-1erPiso (DEAD)	1.0772	0.1033	0.0258
Y6-1erPiso (DEAD)	5.4469	0.9195	0.2299

Fuente: Elaboración propia

Con dicha información se realizó el cálculo del Esfuerzo axial σ_m . Sin embargo, cabe resaltar que a esta carga axial obtenida de la modelación se ha adicionado una carga correspondiente a la multiplicación del **Volumen de tarrajeo por el peso de 2000 kg/m³** que se adecua al mismo. El Volumen se obtuvo del espesor de tarrajeo por el área de los muros en donde se colocará este (área = longitud x altura de muro). El cuadro siguiente resume lo mencionado anteriormente, donde se obtiene esta carga en Toneladas.

Tabla 41. Carga adicional por tarrajeo

MUROS	Longitud	H muro	Área Muro	Espesor Tarrajeo	Carga por tarrajeo(Tn)
X1	2.8	5.6	15.68	0.02	0.6272
X2	1.6	5.6	8.96	0.02	0.3584
X3	1.65	5.6	9.24	0.02	0.3696
X4	2.5	5.6	14	0.02	0.56
X5	1.75	5.6	9.8	0.02	0.392
X6	2.6	5.6	14.56	0.02	0.5824
Y1-b	3.55	5.6	19.88	0.02	0.7952
Y1-a	3.2	5.6	17.92	0.02	0.7168
Y2-a	3.7	5.6	20.72	0.02	0.8288
Y2-b	0.65	5.6	3.64	0.02	0.1456
Y3	3.2	5.6	17.92	0.02	0.7168
Y4-a	1.25	5.6	7	0.02	0.28
Y4-b	3.2	5.6	17.92	0.02	0.7168
Y5-d	1.15	5.6	6.44	0.02	0.2576
Y5-c	3.2	5.6	17.92	0.02	0.7168
Y5-b	2.3	5.6	12.88	0.02	0.5152
Y5-a	1.5	5.6	8.4	0.02	0.336
Y6	1.5	5.6	8.4	0.02	0.336

Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenida la carga axial real se procedió a encontrar el σ_m y comparar dicho valor con las resistencias que se mencionan en el **Artículo 19.1 b** con la norma **E-070** con las que será comparará dicho valor.

Tabla 42. Parámetros para el cálculo de la resistencia

$f'm$	65	kg/cm ²
h	2.8	m
t	0.13 o 0.23	m

Fuente: Elaboración propia

Tabla 43. Resistencia acorde al espesor de muro

Muros de 23 cm	Resistencia 1	11.43	kg/cm ²
	Resistencia 2	9.75	kg/cm ²
Muros de 13 cm	Resistencia 1	8.08	kg/cm ²
	Resistencia 2	9.75	kg/cm ²

Fuente: Elaboración propia

A continuación, vemos que el esfuerzo axial máximo encontrado es menor que las resistencias proporcionadas. Por ende, en este caso no habría alguna modificación que se realice a los muros.

Tabla 44. Cálculo del esfuerzo axial máximo primer piso

MUROS	P_m	Longitud	Espesor	σ_m (kg/cm ²)
X1	10.45	3.20	0.13	2.51
X2	3.52	1.90	0.23	0.80
X3	8.32	2.05	0.13	3.12
X4	18.06	3.00	0.23	2.62
X5	8.60	2.05	0.23	1.82
X6	5.63	3.40	0.23	0.72
Y1-b	13.54	3.93	0.13	2.65
Y1-a	15.47	3.60	0.13	3.30
Y2-a	13.92	4.08	0.13	2.62
Y2-b	6.40	1.03	0.13	4.78
Y3	23.37	3.70	0.13	4.86
Y4-a	13.13	1.63	0.13	6.19
Y4-b	9.34	3.60	0.13	2.00
Y5-d	8.31	1.53	0.13	4.18
Y5-c	13.95	3.45	0.13	3.11
Y5-b	11.12	2.55	0.13	3.35
Y5-a	3.12	1.78	0.13	1.35
Y6	14.11	1.65	0.23	3.72

Fuente: Elaboración propia

Parte 2: Control de fisuración. Artículo 26.2

Para encontrar si se tiene algún problema de control de fisuración, primero se tienen los datos obtenidos debido a **sismo moderado** de la modelación. Estos valores de **Ve** y **Me** nos servirán para encontrar el factor α (**factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez**). Para tomar un valor de **Ve** y **Me**, se elige el sismo que causa mayores esfuerzos en el muro de análisis. En ese sentido **"CS_X1"** corresponde al sismo en la dirección X (Este – Oeste) adicionando una excentricidad accidental de 5% y **"CS_X2"** también aguarda la misma dirección, pero en este caso se disminuye la excentricidad de 5%. Por su parte **"CS_Y"** corresponde al valor de sismo en la dirección Y (Norte – Sur) con la excentricidad positiva de 5% y **"CS_Y2"** corresponde al caso donde esta excentricidad de 5% se disminuye. Este valor de **excentricidad accidental de 5%** se consideran ya que al momento de construir la edificación pueden darse cambios repentinos de ubicación de elementos que involucren masa como lo puede ser por ejemplo algún muro que este contemplado en el diseño, es así que esto generará que el **centro de masa** varíe ligeramente sus coordenadas de ubicación, esa ligera variación, nuestra normativa la asume como un desplazamiento del **centro de masas** de $\pm 5\%$ tanto en la dirección **"X"** como **"Y"**.

Ahora, se sabe que la fuerza de sismo que es recibida en cada dirección tanto en **X** como en **Y** genera en los muros un valor de **cortante traslacional**, esta descarga en la dirección **coplanar de los muros** origina a su vez un valor de **momento flector en el muro** el cual también es considerado en el diseño. Ahora todo esto sucede siempre y cuando el **centro de masa** coincida perfectamente con el **centro de rigidez**, sin embargo, esto dependerá de la configuración del edificio (Figura 30). Cuando esta condición no se cumple, al ser aplicada la fuerza sísmica en el **centro de masas** de la estructura, como esta no coincide con el **centro de rigidez** de la misma se genera una excentricidad **"e"** que trae consigo una **fuerza Torsor** que suma o contrarresta el valor de **la fuerza cortante traslacional**, sin embargo, cabe resaltar que en cuestión de análisis los valores que contrarrestan a la cortante traslacional no se toman en cuenta, solo se toma en cuenta los valores que contribuyen a incrementar el valor de **cortante total**, en nuestro caso, ya que nos encontramos en diseño, hay que resaltar que el programa si tomará en cuenta esta interacción en los dos valores de cortantes producidos por diferentes mecanismos. En ese sentido, es claro que en nuestra configuración del edificio que tenemos origina que el **centro de masa** no coincida con el **centro de rigidez**, pero como ya se mencionó anteriormente, en este caso el software SAP 2000 nos ayuda a determinar de manera más aproximada la ubicación del **centro de masas** y **centro de rigidez**, es así que el mismo determina una **excentricidad "e"** y tiene en cuenta esta para la **fuerza sísmica** que ha sido configurada. Del mismo modo, como ya se mencionó anteriormente el Software también toma en cuenta la **excentricidad accidental de 5% atribuida a la ubicación del centro de masas**. (Ver Figura 34)

Es así que al realizar un corte en la parte baja de cada muro se ha obtenido un valor de **Ve y Me** que corresponde a la **cortante total y momento flector** que afecta el muro. Esto debido a las consideraciones correspondientes a30l **sismo severo**, utilizando un factor de reducción **R=3** tal y como lo indica el **artículo 26.2**, de nuestra **norma E070**.

La siguiente tabla muestra los valores de cortante y momento correspondiente a sismo severo Ve y Me correspondientes al primer piso, para cada muro se tomó el tipo de sismo que causa mayor valor de esfuerzo. Cabe resaltar que un muro puede involucrar más de un paño.

Tabla 45. Valor de cortante y momento debido a sismo moderado

Corte en la base de la sección del muro	Carga de sismo	ton	ton.m
		Ve	Me
X1-1erPiso	CS_X1	5.1297	18.54328
X2-1erPiso	CS_X1	0.0179	1.372
X3-1erPiso	CS_X1	3.1981	10.0803
X4-1erPiso	CS_X2	6.4455	23.43987
X5-1erPiso	CS_X2	3.4168	10.75145
X6-1erPiso	CS_X1	5.8354	2.85302
Y1-1erPiso	CS_Y2	7.7558	31.92598
Y2-1erPiso	CS_Y2	4.8699	18.19181
Y3-1erPiso	CS_Y2	3.2522	11.34276
Y4-1erPiso	CS_Y	4.6851	17.34952
Y5-1erPiso	CS_Y	8.4155	13.10775
Y6-1erPiso	CS_Y2	1.0661	2.92503

Fuente: Elaboración propia

Aplicando la fórmula que corresponde al **Artículo 26.3** para unidades de arcilla se encuentra el valor de **Vm**.

$$V_e \leq 0.55V_m$$

Donde:

Ve = Fuerza cortante producida por sismo moderado.

Vm = Resistencia al corte del muro.

El cual corresponde a la resistencia al agrietamiento diagonal del muro en el entrepiso que se está analizando. En este caso se utilizó un valor de $V'm = \text{raíz}(f'm)$ y se multiplica por 10 para tenerlo en unidades de ton/m², donde el valor de $f'm = 65 \text{ kg/cm}^2$, por ende, $V'm = 8.06 \text{ kg/cm}^2 = 80.6 \text{ ton/m}^2$. El valor "L" corresponde a la longitud del muro de albañilería en

conjunto, es decir incluyendo el peralte de las columnas de confinamiento. Por su parte “**t**” corresponde al **espesor efectivo de cada muro**, en este caso tenemos muros de 0.13 m y 0.23 m. El valor de α (**factor de reducción de resistencia al corte por efecto de esbeltez**) como ya se ha mencionado antes se obtiene de una relación entre **Ve, Me y L**. Este valor deberá encontrarse entre 1/3 y 1.

Resistencia al agrietamiento diagonal (V_m): Se calculará para cada entrepiso de la estructura.

Para unidades de arcilla y de concreto:

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

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e \times L}{M_e} \leq 1$$

Donde:

V_e = Fuerza cortante del muro obtenida del análisis sísmico.

M_e = Momento del muro obtenido del análisis sísmico.

En otras palabras, si se tiene un valor menor a 1/3, se tomará este valor como límite inferior y en caso se tenga un valor mayor a 1, se escogerá este último como límite superior. Por consiguiente, la fórmula también involucra el valor de **Pg** que corresponde a la carga vertical puntual que recae en la parte baja de cada muro considerando el **100% de CM** (carga muerta) y **25% de CV** (carga viva).

Tabla 46. Control de figuración de los muros del primer piso

MUROS	L	Espesor de muro	α Calcul.	α Usado	0.55 V_m (resistencia al corte)	V_e
X1	3.2	0.23	0.89	0.89	9.46	5.13
X2	1.9	0.23	0.02	0.33	3.61	0.02
X3	2.05	0.23	0.65	0.65	4.83	3.20
X4	3	0.23	0.82	0.82	14.58	6.45
X5	2.05	0.23	0.65	0.65	7.81	3.42
X6	3.4	0.23	6.95	1	17.99	5.84
Y1	7.5	0.13	1.82	1	25.03	7.76
Y2	5.1	0.13	1.37	1	17.08	4.87
Y3	3.7	0.13	1.06	1	13.24	3.25
Y4	5.2	0.13	1.40	1	17.63	4.69
Y5	9.3	0.13	5.97	1	31.07	8.42
Y6	1.65	0.23	0.60	0.6	6.56	1.07

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 46 se muestra una columna correspondiente al “0.55 Vm” fuerza cortante admisible y al lado derecho, se muestra el valor de “Ve” cortante que afecta el muro debido a sismo moderado “Ve”. Para todos los muros se tiene que 0.55Vm es mayor de Ve, por lo tanto, no es necesario modificar algún muro ya que todos cumplen con el control de fisuración debido a sismo moderado.

Para el segundo piso se tiene el mismo caso de lo del primero. Todos los muros cumplen con este control de fisuración debido a sismo moderado. En las siguientes tablas se muestra la información correspondiente a los muros de esta planta.

Tabla 47. Cortante y momento debido a sismo moderado para el segundo nivel

Corte en la base de la sección del muro	Carga de sismo	ton	ton.m
		Ve	Me
X1-2doPiso	CS_X1	2.888	6.3669
X2-2doPiso	CS_X1	1.1846	2.54515
X3-2doPiso	CS_X2	1.4927	2.51202
X4-2doPiso	CS_X2	4.5799	9.7831
X5-2doPiso	CS_X2	1.4835	3.05196
X6-2doPiso	CS_X2	6.1749	13.77764
Y1-2doPiso	CS_Y2	5.3062	12.79169
Y2-2doPiso	CS_Y2	2.8507	6.51445
Y3-2doPiso	CS_Y2	1.7829	3.6512
Y4-2doPiso	CS_Y	2.3773	5.81379
Y5-2doPiso	CS_Y	6.2628	6.95758
Y6-2doPiso	CS_Y2	0.1415	0.1857

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48. Control de fisuración de los muros del segundo piso

MUROS	L	Espesor de muro	α calcul.	α USADO	0.55 Vm (resistencia al corte)	Ve
X1	3.2	0.23	1.44	1	16.96	2.89
X2	1.9	0.23	1.03	1	9.09	1.18
X3	2.05	0.23	1.04	1	10.96	1.49
X4	3	0.23	1.51	1	16.32	4.58
X5	2.05	0.23	1.02	1	10.97	1.48
X6	3.4	0.23	1.54	1	18.57	6.17
Y1	7.5	0.13	3.11	1	23.37	5.31
Y2	5.1	0.13	2.23	1	15.94	2.85
Y3	3.7	0.13	1.81	1	11.99	1.78
Y4	5.2	0.13	2.13	1	16.34	2.38
Y5	9.3	0.13	8.37	1	28.97	6.26
Y6	1.65	0.23	1.26	1	9.17	0.14

Fuente: Elaboración propia

Parte 3:

Previo al diseño de los muros confinados, se tienen que obtener la información referente a las cargas sismo severo, es decir con $R=3$. En ese sentido a continuación se muestran los valores de los 4 tipos de sismo configurados en la modelación tanto para el primer piso, como para el segundo piso. Estos valores se obtuvieron de los cortes que se realizaron antes en la parte baja de cada muro de cada entrepiso, donde se tomaron los valores de **cortante V_e y momento M_e correspondiente a sismo moderado**. Para la **verificación de la resistencia al corte del edificio según el Artículo 26.4 de la E050, donde la suma de las resistencias al corte de los muros V_{mi} debería ser mayor que el cortante total que se da por sismo severo que afecta a los muros de ese mismo piso V_{Ei}** . En este caso se ha considerado la simplificación de obtener los valores de cortante y momento **V_u y M_u (sismo severo)**, por medio de la duplicación de los valores de **V_e y M_e** . De esta manera, se puede saber si la resistencia de los muros será superada por la sollicitación ante sismo severo. Se recalca que para la obtención de **V_u y M_u** que se emplean para el diseño, es recomendable afectar los valores de **V_e y M_e** por un factor de amplificación mínimo de 2 y máximo de 3, sin embargo, en este caso en específico como ya se explicó anteriormente, a modo de verificación del **Artículo 26.2** se ha considerado para la obtención de **V_u y M_u** , los valores de sismo moderado por 2. A continuación, en las

Corte en la parte baja del muro	SISMO	Sismo severo
		V_u
X1-1erPiso (DEAD)	CS_X2	9.3
X2-1erPiso (DEAD)	CS_X2	0.03
X3-1erPiso (DEAD)	CS_X2	6.34
X4-1erPiso (DEAD)	CS_X2	12.4
X5-1erPiso (DEAD)	CS_X2	6.85
X6-1erPiso (DEAD)	CS_X2	9.66
	ΣV_{E1_CX2}	44.8842

Tabla 49, Tabla 50 muestran los valores de cortante por sismo severo V_u que afecta la parte baja del muro. Los valores que corresponden al **1er piso** son:

Tabla 49. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección X1

Corte en la parte baja del muro	SISMO	Sismo severo
		V_u
X1-1erPiso (DEAD)	CS_X2	9.3
X2-1erPiso (DEAD)	CS_X2	0.03
X3-1erPiso (DEAD)	CS_X2	6.34
X4-1erPiso (DEAD)	CS_X2	12.4
X5-1erPiso (DEAD)	CS_X2	6.85
X6-1erPiso (DEAD)	CS_X2	9.66
	ΣV_{E1_CX2}	44.8842

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección X2

		Sismo severo
Corte en la parte baja del muro	SISMO	Vu
X1-1erPiso (DEAD)	CS_X1	7.76
X2-1erPiso (DEAD)	CS_X1	0.03
X3-1erPiso (DEAD)	CS_X1	6.3
X4-1erPiso (DEAD)	CS_X1	12.95
X5-1erPiso (DEAD)	CS_X1	7.11
X6-1erPiso (DEAD)	CS_X1	10.41
$\Sigma VE1_CX1$		44.5512

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección Y

		Sismo severo
Corte en la parte baja del muro	SISMO	Vu
Y1-1erPiso	CS_Y	14.1964
Y2-1erPiso	CS_Y	9.0186
Y3-1erPiso	CS_Y	6.4326
Y4-1erPiso	CS_Y	9.3702
Y5-1erPiso	CS_Y	16.831
Y6-1erPiso	CS_Y	2.1322
$\Sigma VE1_Y1$		57.981

Fuente: Elaboración propia

Tabla 52. Cortante ultima para sismo severo del primer nivel en la dirección Y2

		Sismo severo
Corte en la parte baja del muro	SISMO	Vu
Y1-1erPiso	CS_Y2	15.5116
Y2-1erPiso	CS_Y2	9.7398
Y3-1erPiso	CS_Y2	6.5044
Y4-1erPiso	CS_Y2	8.5602
Y5-1erPiso	CS_Y2	15.6272
Y6-1erPiso	CS_Y2	2.1304
$\Sigma VE1_Y2$		58.0736

Fuente: Elaboración propia

De las tablas anteriores se resume la fuerza **cortante total debido a Sismo severo VE1** que afecta el **primer piso**, en cada una de las direcciones principales, es decir X y Y.

Tabla 53. Sismo severo en ambas direcciones del primer nivel

$\Sigma VE1_CX$	45
$\Sigma VE1_CY$	56

Fuente: Elaboración propia

Para el 2do Piso se tiene la siguiente información.

Tabla 54. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección X1

Corte en la parte baja del muro	SISMO	Sismo severo
		Vu
X1-2doPiso (DEAD)	CS_X1	5.22
X2-2erPiso (DEAD)	CS_X1	2.73
X3-2erPiso (DEAD)	CS_X1	2.51
X4-2erPiso (DEAD)	CS_X1	8.76
X5-2erPiso (DEAD)	CS_X1	3.30
X6-2erPiso (DEAD)	CS_X1	11.21
	$\Sigma VE1_CX1$	33.72

Fuente: Elaboración propia

Tabla 55. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección X2

Corte en la parte baja del muro	SISMO	Sismo severo
		Vu
X1-2erPiso (DEAD)	CS_X2	4.40
X2-2erPiso (DEAD)	CS_X2	2.63
X3-2erPiso (DEAD)	CS_X2	2.40
X4-2erPiso (DEAD)	CS_X2	9.23
X5-2erPiso (DEAD)	CS_X2	3.37
X6-2erPiso (DEAD)	CS_X2	11.65
	$\Sigma VE1_CX2$	33.68

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección Y

Corte en la parte baja del muro	SISMO	Sismo severo
		Vu
Y1-2doPiso	CS_Y	9.5818
Y2-2doPiso	CS_Y	5.3648
Y3-2doPiso	CS_Y	3.4768
Y4-2doPiso	CS_Y	4.7546
Y5-2doPiso	CS_Y	12.5256
Y6-2doPiso	CS_Y	0.2758
	$\Sigma VE1_Y1$	35.9794

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57. Cortante ultima para sismo severo del segundo nivel en la dirección Y2

Corte en la parte baja del muro	SISMO	Sismo severo
		Vu
Y1-2doPiso	CS_Y2	10.6124
Y2-2doPiso	CS_Y2	5.7014
Y3-2doPiso	CS_Y2	3.5658
Y4-2doPiso	CS_Y2	4.145
Y5-2doPiso	CS_Y2	11.7124
Y6-2doPiso	CS_Y2	0.283
	$\Sigma VE1_Y1$	36.02

Fuente: Elaboración propia

De las tablas anteriores se resume la fuerza **cortante total debido a Sismo severo VE1** que afecta el **primer piso**, en cada una de las direcciones principales, es decir X y Y.

Tabla 58. Sismo severo en ambas direcciones del segundo nivel

$\Sigma VE1_CX$	34
$\Sigma VE1_CY$	34

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59. Resistencias al corte de cada muro del primer nivel

Corte en la base de la sección del muro	Longitud del muro	Resistencia al corte
	L	Vm (ton)
X1-1erPiso	3.2	17.20
X2-1erPiso	1.9	6.56
X3-1erPiso	2.05	8.77
X4-1erPiso	3	26.50
X5-1erPiso	2.05	14.20
X6-1erPiso	3.4	32.71
Y1-1erPiso	7.5	45.51
Y2-1erPiso	5.1	31.05
Y3-1erPiso	3.7	24.08
Y4-1erPiso	5.2	32.05
Y5-1erPiso	9.3	56.49
Y6-1erPiso	1.65	11.93
	$\Sigma Vm1x$	105.95
	$\Sigma Vm1y$	201.11

Fuente: Elaboración propia

En cuanto a las resistencias al corte de todos los muros **Vm**, de cada piso, tanto para el **Piso 1** como para el **Piso 2**. (Ver tabla Tabla 59).

Tabla 60. Resistencias al corte de cada muro del segundo nivel

Corte en la base de la sección del muro	Longitud del muro	Resistencia al corte
	L	Vm (ton)
X1-2doPiso	3.2	17.94
X2-2doPiso	1.9	16.52
X3-2doPiso	2.05	11.66
X4-2doPiso	3	29.67
X5-2doPiso	2.05	19.94
X6-2doPiso	3.4	33.77
Y1-2doPiso	7.5	42.48
Y2-2doPiso	5.1	28.99
Y3-2doPiso	3.7	21.80
Y4-2doPiso	5.2	29.71
Y5-2doPiso	9.3	52.67
Y6-2doPiso	1.65	16.68
	ΣVm2x	129.50
	ΣVm2y	192.33

Fuente: Elaboración propia

En ese sentido, para la verificación de la resistencia al corte del edificio según el Artículo 26.4, se tiene que las resistencias al corte de los muros por cada entrepiso no son superadas por el corte de total que produce la sollicitación ante sismo severo VEi de que afecta cada nivel. Por lo tanto, se cumple con lo especificado en este Artículo.

Tabla 61. Comparativa de la resultante del sismo severo primer nivel

PRIMER PISO			
ΣVm1x	22.88	VE1x	45
ΣVm1y	49.06	VE1y	56

Fuente: Elaboración propia

Tabla 62. Comparativa de la resultante del sismo severo segundo nivel

SEGUNDO PISO			
ΣVm2x	22.60	VE2x	34.00
ΣVm2y	38.56	VE2y	34.00

Fuente: Elaboración propia

Diseño de la albañilería confinada (Artículo 27)

Para empezar, primero se toman en cuenta lo indicado en el apartado a y b del presente artículo, es decir se verifica que la edificación sea menor de 5 pisos o 15 metros de altura, en este caso se tiene la altura promedio correspondiente a dos niveles y medio. Además, en el diseño a realizar se contempla que todos los muros del primer piso fallaran por cortante, es por ello que se considera con uno de los valores a usar en el diseño su resistencia **V_m**.

En cuanto al apartado c de este artículo, se tiene que para calcular el valor de **V_{ui}** y **M_{ui}**, se utilizan factores que amplifican las fuerzas obtenidas anteriormente de **V_e** y **M_e**, como se muestra a continuación.

$$V_{ui} = V_{ei} \times \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

$$M_{ui} = M_{ei} \times \frac{V_{m1}}{V_{e1}}$$

En este caso, se utilizó una hoja de cálculo para obtener los valores ante **sismo severo**, aun así, se corrobora que los valores estuvieran cercanos con los que brindaba la modelación hecha. Del mismo modo recalcar que el factor de amplificación a considerar deberá ser como mínimo 2 y máximo 3. Sin embargo, para el cálculo por ejemplo de la verificación del agrietamiento de los pisos superiores podríamos utilizar el doble de los valores de **V_e**, a modo de corroborar si en estos muros se producirá falla diagonal o no. Por ello el rango de valores del factor de amplificación estará determinado en el rango:

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

En ese sentido se procedió con el primer punto del diseño que corresponde al **Artículo 27.1**, donde se verifica la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros. Para ello se verifican dos cosas. Para llevar refuerzo horizontal en el muro deberá presentarse que **V_u** deberá ser mayor que la resistencia al corte del muro **V_m**. Y en segundo lugar se tiene que corroborar que el esfuerzo axial máximo sea mayor o igual que **0.05 f'_m**, donde **f'_m** = 65 kg/cm² en nuestro caso, de no cumplirse esto el muro deberá reforzarse de manera horizontal mediante la fórmula de la cuantía que se menciona en el inciso "c".

En este caso se tiene para el primer piso, su refuerzo horizontal y separación que se debe considerar en este. En este caso, se tiene que no se cumple con la condición 1 solo en algunos paños de los muros del primer piso (Se ha creído conveniente analizarlo de esta

manera por separado, debido a que de esta manera se busca reducir la cantidad de refuerzo a colocar). Por otro lado, en cuanto a la condición 2, todos los muros cumplen con esta, es por ello que no necesitan ser reforzados, al menos por esta condición.

Tabla 63. Cálculo del refuerzo horizontal por condición 1

h	2.8	5% de f'm		2 de 8 mm		
MUROS	Esfuerzo axial máximo(kg/cm ²)	condicionante	t (espesor)	Espaciamiento calculado	Espaciamiento utilizado	Nºtotal de variillas cm
X1	2.511	3.25	0.13	No Necesita		
X2	1.424	3.25	0.23	No Necesita		
X3	3.122	3.25	0.13	No Necesita		
X4	4.631	3.25	0.23	43.48	40	7
X5	3.228	3.25	0.23	No Necesita		
X6	1.274	3.25	0.23	No Necesita		
Y1-a	2.650	3.25	0.13	No Necesita		
Y1-b	3.305	3.25	0.13	76.92	75	4
Y2-a	2.624	3.25	0.13	No Necesita		
Y2-b	4.783	3.25	0.13	76.92	75	4
Y3	4.858	3.25	0.13	76.92	75	4
Y4-a	6.195	3.25	0.13	76.92	75	4
Y4-b	1.996	3.25	0.13	No Necesita		
Y5-a	4.178	3.25	0.13	76.92	75	4
Y5-b	3.110	3.25	0.13	No Necesita		
Y5-c	3.354	3.25	0.13	76.92	75	4
Y5-d	1.348	3.25	0.13	No Necesita		
Y6	6.577	3.25	0.23	43.48	40	7

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64. Cálculo de refuerzo con la resistencia corte por condición 2

MUROS	Vu (severo)	Vm (resistencia al corte)	Necesita refuerzo
X1-1erPiso	10.3	17.20	NO
X2-1erPiso	0.0	6.56	NO
X3-1erPiso	6.4	8.77	NO
X4-1erPiso	12.9	26.50	NO
X5-1erPiso	6.8	14.20	NO
X6-1erPiso	11.7	32.71	NO
Y1-1erPiso	15.5	45.51	NO
Y2-1erPiso	9.7	31.05	NO
Y3-1erPiso	6.5	24.08	NO
Y4-1erPiso	9.4	32.05	NO
Y5-1erPiso	16.8	56.49	NO
Y6-1erPiso	2.1	11.93	NO

Fuente: Elaboración propia

En el paso 2 se verifica el agrietamiento diagonal en los muros de los pisos superiores. Artículo 27.2. Aquí se verifica para el 2do piso y se encuentra ningún muro se agrieta es decir V_{mi} es mayor que V_{ui} . En la Tabla 65 muestra dicha información.

Tabla 65. Verificación de agrietamiento diagonal en pisos superiores

MUROS	Vm	Vu (severo) 2 piso	Se Agrieta
X1-2doPiso	17.94	5.8	NO
X2-2doPiso	16.52	2.4	NO
X3-2doPiso	11.66	3.0	NO
X4-2doPiso	29.67	9.2	NO
X5-2doPiso	19.94	3.0	NO
X6-2doPiso	33.77	12.3	NO
Y1-2doPiso	42.48	10.6	NO
Y2-2doPiso	28.99	5.7	NO
Y3-2doPiso	21.80	3.6	NO
Y4-2doPiso	29.71	4.8	NO
Y5-2doPiso	52.67	12.5	NO
Y6-2doPiso	16.68	0.3	NO

Fuente: Elaboración propia

7.1. Diseño de elementos de confinamiento

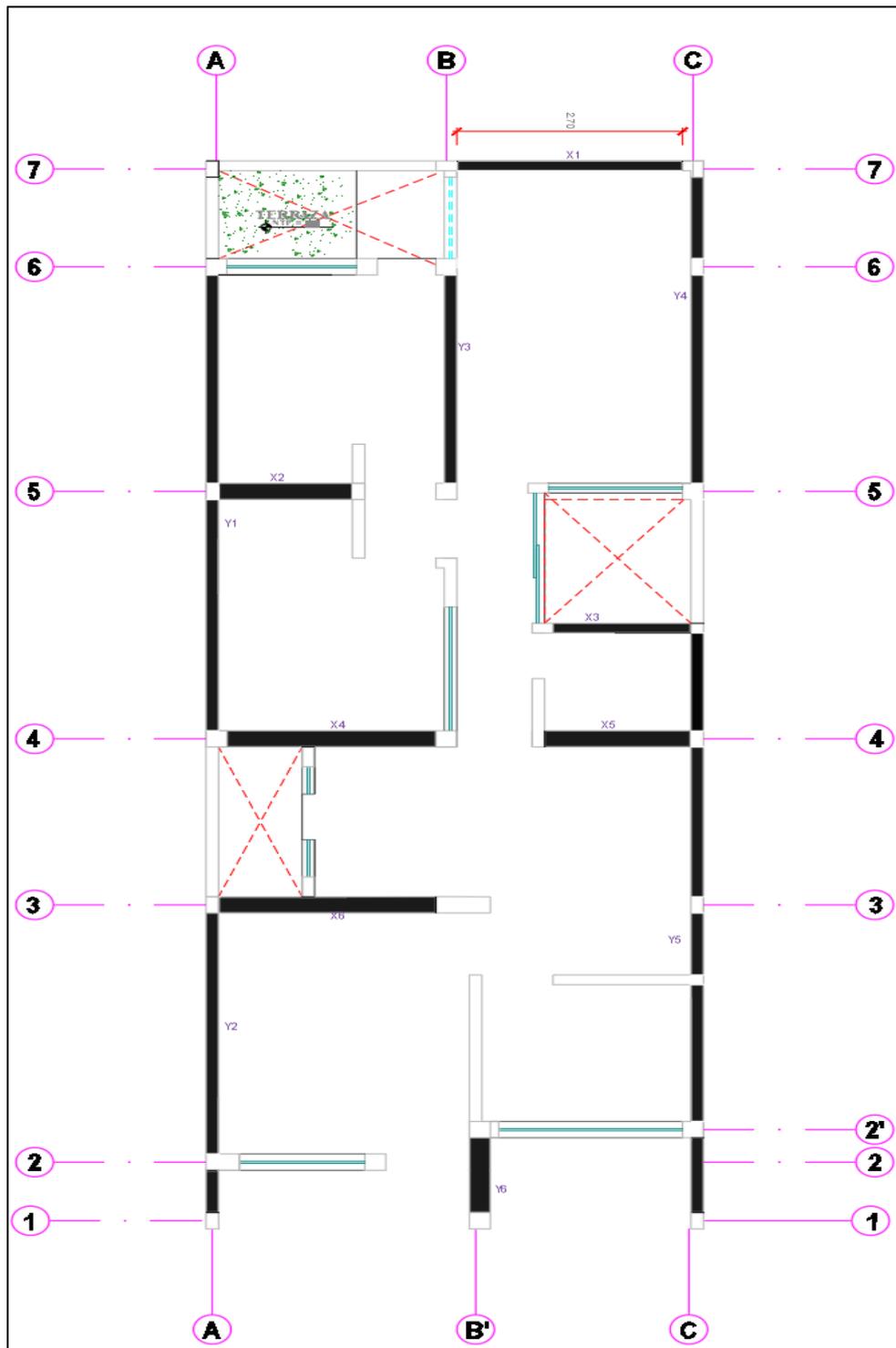


Figura 29. Distribución de los muros confinados

Fuente: Información del proyecto

7.1.1. Fuerzas internas de las columnas

En este capítulo se calcularán las fuerzas internas que concurren dentro de las columnas para luego poder calcular el refuerzo contenido en ellas.

Tabla 66. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro X1, X2, X3

MUROS	X1		X2		X3		
Longitud(A ejes)	3		1.75		1.85		
Columnas	B-7	C-7	A-5	A'-5	B'-4'	C-4'	
Pg	9.90	9.90	3.26	3.26	7.79	7.79	
Pt	0.00	7.27	10.66	0.00	0.00	1.81	
Vm (Mayor)	17.20	17.20	6.56	6.56	8.77	8.77	
Altura(m)	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	
Ve(tn)	5.1	5.1	0.02	0.02	3.20	3.20	
Me(tn.m)	18.5	18.5	1.37	1.37	10.08	10.08	
Factor de Amplificacion	3.35	3.35	366.48	366.48	2.74	2.74	
Factor a usar	3	3	3	3	2.74	2.74	
Mu	55.6	55.6	4.12	4.12	27.64	27.64	
M	31.55	31.55	-5.07	-5.07	15.36	15.36	
F	10.52	10.52	-2.90	-2.90	8.31	8.31	
Pc	4.9	12.2	12.3	1.6	3.9	5.7	
Columnas	Exteriores	2	2	2	2	2	
	Interiores	0	0	0	0	0	
L	3	3	1.75	1.75	1.85	1.85	
Lm	3	3	1.75	1.75	1.85	1.85	
Exteriores	Cortante	8.6	8.6	3.3	3.3	4.4	4.4
	Traccion	5.57	-1.70	-4.90	1.30	4.41	2.60
	Compresion	15.5	22.7	15.2	4.5	12.2	14.0
Interiores	Cortante	-	-	-	-	-	-
	Traccion	-	-	-	-	-	-
	Compresion	-	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro X4, X5, X6

MUROS	X4		X5		X6	
Longitud(A ejes)	2.77		1.9		3	
Columnas	A-4	B-4	B'-4	C-4	A-3	B-3
Pg	16.07	16.07	8.01	8.01	5.16	5.16
Pt	5.97	0	0	24.63	1.72	0
Vm (Mayor)	26.50	26.50	14.20	14.20	32.71	32.71
Altura(m)	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
Ve(tn)	6.45	6.45	3.42	3.42	5.84	5.84
Me(tn.m)	23.44	23.44	10.75	10.75	2.85	2.85
Factor de Amplificacion	4.11	4.11	4.16	4.16	5.61	5.61
Factor a usar	3	3	3	3	3	3

Mu		70.32	70.32	32.25	32.25	8.56	8.56
M		33.22	33.22	12.37	12.37	-37.23	-37.23
F		11.99	11.99	6.51	6.51	-12.41	-12.41
Pc		14.0	8.0	4.0	28.6	4.3	2.6
Columnas	Exteriores	2	2	2	2	2	2
	Interiores	0	0	0	0	0	0
L		2.77	2.77	1.9	1.9	3	3
Lm		2.77	2.77	1.9	1.9	3	3
Exteriores	Cortante	13.3	13.3	7.1	7.1	16.4	16.4
	Traccion	-2.01	3.96	2.51	-22.12	8.11	15.01
	Compresion	26.0	20.0	10.5	35.1	16.7	9.8
Interiores	Cortante	-	-	-	-	-	-
	Traccion	-	-	-	-	-	-
	Compresion	-	-	-	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 68. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro Y1, Y2, Y3

MUROS		Y1			Y2			Y3	
Longitud(A ejes)		3.8		3.45	3.95		0.9		3.45
Columnas		A-4	A-5	A-6	A-3	A-2	A-1	B-6	B-5
Pg		12.63	27.00	14.36	12.91	18.79	5.88	20.37	20.37
Pt		8.37	2.34	0.00	8.83	0.00	0.00	0.00	0.00
Vm (Mayor)		45.51	45.51	45.51	31.05	31.05	31.05	24.08	24.08
Altura(m)		2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
Ve(tn)		7.76	7.76	7.76	3.99	3.99	3.99	3.25	3.25
Me(tn.m)		31.93	31.93	31.93	10.59	10.59	10.59	11.34	11.34
F.A.		5.87	5.87	5.87	7.78	7.78	7.78	7.40	7.40
F.A. usar		3	3	3	3	3	3	3	3
Mu		95.78	95.78	95.78	31.76	31.76	31.76	34.03	34.03
M		32.06	32.06	32.06	-11.71	-	-11.71	0.32	0.32
F		4.42	4.42	4.42	-1.61	-1.61	-1.61	0.09	0.09
Pc		14.7	15.8	7.2	15.3	9.4	2.9	10.2	10.2
Columna	Ext.	2	2	2	2	2	2	2	2
	Int.	1	1	1	1	1	1	0	0
L		7.25	7.25	7.25	4.85	4.85	4.85	3.45	3.45
Lm		3.8	3.8	3.8	3.95	3.95	3.95	3.45	3.45
Col. Ext.	V	8.95	-	8.95	9.48	-	9.48	12.0	12.0
	T	-10.27	-	-2.76	-14.05	-	-1.66	-10.09	-10.09
	C	19.1	-	11.6	16.5	-	4.1	10.3	10.3
Col.Int.	V	-	5.96	-	-	6.32	-	-	-
	T	-	1.73	-	-	8.53	-	-	-
	C	-	7.05	-	-	0.43	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro Y4, Y6

MUROS		Y4			Y6	
Longitud(A ejes)		1.5	3.45		1.4	
Columnas		C-7	C-6	C-5	B'-2'	C-2'
Pg		12.19	20.88	8.69	11.97	11.97
Pt		0.00	0.00	2.70	0.00	0.00
Vm (Mayor)		32.05	32.05	32.05	3.76	3.76
Altura(m)		2.80	2.80	2.80	2.80	2.80
Ve(tn)		4.69	4.69	4.69	0.97	0.97
Me(tn.m)		17.35	17.35	17.35	2.65	2.65
F.A.		6.84	6.84	6.84	3.87	3.87
F.A. usar		3	3	3	3	3
Mu		52.05	52.05	52.05	7.96	7.96
M		7.17	7.17	7.17	2.70	2.70
F		1.45	1.45	1.45	1.93	1.93
Pc		6.1	10.4	7.1	6.0	6.0
Columna	Ext.	2	2	2	2	2
	Int.	1	1	1	0	0
L		4.95	4.95	4.95	1.4	1.4
Lm		3.45	3.45	3.45	1.4	1.4
Col. Ext.	V	8.38	-	8.38	1.9	1.9
	T	-5.24	-	-6.24	-4.06	-4.06
	C	7.0	-	8.0	7.9	7.9
Col.Int.	V	-	5.59	-	-	-
	T	-	7.69	-	-	-
	C	-	1.38	-	-	-

Fuente: Elaboración propia

Tabla 70. Fuerza cortante, tracción y compresión de muro Y5

MUROS		Y5			
Longitud(A ejes)		1.4	3.45		1.65
Columnas		1-C	2'-C	3-C	4'-C
Pg		7.72	20.59	23.12	13.13
Pt		0.00	0.00	0.00	5.72
Vm (Mayor)		56.49	56.49	56.49	56.49
Altura(m)		2.80	2.80	2.80	2.80
Ve(tn)		8.42	8.42	8.42	8.42
Me(tn.m)		13.11	13.11	13.11	13.11
F.A.		6.71	6.71	6.71	6.71
F.A. usar		3	3	3	3
Mu		39.32	39.32	39.32	39.32
M		-39.77	-39.77	-39.77	-39.77

F		-28.40	-28.40	-11.53	-15.59	-24.10
Pc		3.9	10.3	11.6	12.3	4.9
Columna	Ext.	2	2	2	2	2
	Int.	3	3	3	3	3
L		9.05	9.05	9.05	9.05	9.05
Lm		4.53	4.53	4.53	4.53	4.53
Col. Ext.	V	7.06	-	-	-	7.06
	T	0.49	-	-	-	-0.51
	C	8.3	-	-	-	9.3
Col.Int.	V	-	4.71	4.71	4.71	-
	T	-	7.18	5.92	5.20	-
	C	-	1.56	2.82	3.54	-

Fuente: Elaboración propia

En algunos casos los valores de tracción en las columnas han resultado con valores negativos, esto quiere decir que dichas columnas no trabajan a tracción sino en compresión. Los valores negativos que se muestran en las Tabla 69 y Tabla 70 resaltados de color amarillo.

Halladas las fuerzas internas se procede a calcular la sección de concreto por compresión y corte fricción y así obtener las dimensiones del núcleo para cada columna.

- Diseño por compresión:

El área de la sección de concreto se calculará asumiendo que la columna esta arriostrada en su longitud por el panel de albañilería al que confina y por los muros transversales de ser el caso.

El área de núcleo se calculará mediante la siguiente formulación:

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s \times f_y}{0.85 \times \delta \times f'_c}$$

Donde:

$\phi = 0.75$, según se utilice estribos cerrados.

$\delta = 0.8$ o 1 , según columnas sin muros transversales y para columnas con muro confinadas respectivamente.

En la Tabla 71, se muestran valores negativos de color rojo, estos no serán considerados para el diseño y en su lugar se usará el acero mínimo colocado ($4\phi 8\text{mm}$).

- Diseño por corte fricción:

La sección transversal de las columnas de confinamiento se diseñará para soportar la acción de corte fricción, mediante la expresión:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 \times f'_c \times \phi} \geq A_c \geq 15t \text{ (cm}^2\text{)}$$

Donde:

$$\emptyset = 0.85$$

Dicha área de la columna será la mayor de las que proporcione el diseño por compresión o del diseño por corte fricción, pero no menor que 15 veces el espesor de columna. Esta área de columna está representada en la Tabla 71 en la columna llamada Área Pred.

Tabla 71. Cálculo de la sección de concreto por compresión y corte fricción

MURO	COLUMNAS	Vc (Ton)	T (Ton)	C (Ton)	An (cm ²)	Ac (cm ²)	Acf(cm ²)	15t (cm ²)	Área Pred.
X1	B-7	8.60	5.57	15.47	97.89	126	240.90	225	240.90
	C-7	8.60	-1.70	22.73	136.88	264	240.90	225	264.00
X2	A-5	3.28	-4.90	15.20	76.59	168	91.88	375	375.00
	A'-5	3.28	1.30	4.53	-11.51	-	91.88	375	375.00
X3	B'-4'	4.39	4.41	12.20	52.58	135	122.83	225	225.00
	C-4'	4.39	2.60	14.01	67.09	154	122.83	225	225.00
X4	A-4	13.25	-2.01	25.99	203.22	336	371.15	375	375.00
	B-4	13.25	3.96	20.03	115.22	240	371.15	375	375.00
X5	B-4	7.10	2.51	10.52	48.40	126	198.88	375	375.00
	C-4	7.10	-22.12	35.14	236.20	392	198.88	375	392.00
X6	3-A	16.36	8.11	16.71	88.67	182	458.12	375	458.12
	3-B	16.36	15.01	9.81	41.32	117	458.12	375	458.12
Y1	A-4	8.95	-10.27	19.11	107.91	210	250.56	225	250.56
	A-5	5.96	1.73	7.05	11.40	75	167.04	225	225.00
	A-6	8.95	-2.76	11.60	59.27	140	250.56	225	250.56
Y2	A-3	9.48	-14.05	16.53	87.23	182	265.61	225	265.61
	A-2	6.32	8.53	0.43	-52.51	-	177.07	225	225.00
	A-1	9.48	-1.66	4.14	-15.46	-	265.61	225	265.61
Y3	B-7	12.04	-10.09	10.28	46.02	126	337.20	225	337.20
	C-7	12.04	-10.09	10.28	46.02	126	337.20	225	337.20
Y4	C-7	8.38	-5.24	6.96	10.60	75	234.67	225	234.67
	C-6	5.59	7.69	1.38	-43.07	-	156.44	225	225.00
	C-5	8.38	-6.24	7.96	22.76	90	234.67	225	234.67
Y5	1-C	7.06	0.49	8.29	26.08	114	197.80	225	225.00
	2'-C	4.71	7.18	1.56	-41.25	-	131.87	225	225.00
	3-C	4.71	5.92	2.82	-28.62	-	131.87	225	225.00
	4-C	4.71	5.20	3.54	-16.70	-	131.87	225	225.00
	4'-C	7.06	-0.51	9.29	29.26	114	197.80	225	225.00
Y6	B'-2'	1.88	-4.06	7.91	22.30	100	52.69	375	375.00
	C-2'	1.88	-4.06	7.91	22.30	100	52.6919	375	375.00

Fuente: Elaboración propia

Determinación del esfuerzo vertical

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \times u \times \phi}$$

$$A_{st} = \frac{T}{f_y \times \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 \times f'_c \times A_c}{f_y}$$

Donde:

$\phi = 0.85$, factor de reducción de resistencia.

u = coeficiente de fricción.

Para el cálculo del acero mínimo se realizó una iteración tomando en cuenta los valores de acero calculado (A_s) el cual reemplazara el valor inicial A_s asumido ($4\phi 8\text{mm}$). Este valor se reemplazó en la fórmula para hallar el área del núcleo y así encontrar una nueva sección de columna (A_c) de tal manera que cumpla con el acero mínimo.

Tabla 72. Cálculo de refuerzo vertical de las columnas de confinamiento

MURO	COLUMNAS	Vc	T	Asf	Ast	As
X1	B-7	8.60	5.57	3.01	1.56	4.57
	C-7	8.60	-1.70	3.01	-	3.01
X2	A-5	3.28	-4.90	1.15	-	1.15
	A'-5	3.28	1.30	1.15	0.36	1.51
X3	B'-4'	4.39	4.41	1.54	1.24	2.77
	C-4'	4.39	2.60	1.54	0.73	2.26
X4	A-4	13.25	-2.01	4.64	-	4.64
	B-4	13.25	3.96	4.64	1.11	5.75
X5	B-4	7.10	2.51	2.49	0.70	3.19
	C-4	7.10	-22.12	2.49	-	2.49
X6	3-A	16.36	8.11	5.73	2.27	8.00
	3-B	16.36	15.01	5.73	4.20	9.93
Y1	A-4	8.95	-10.27	3.13	-	3.13
	A-5	5.96	1.73	2.09	0.49	2.57
	A-6	8.95	-2.76	3.13	-	3.13
Y2	A-3	9.48	-14.05	3.32	-	3.32
	A-2	6.32	8.53	2.21	2.39	4.60
	A-1	9.48	-1.66	3.32	-	3.32
Y3	B-7	12.04	-10.09	4.21	-	4.21
	C-7	12.04	-10.09	4.21	-	4.21
Y4	C-7	8.38	-5.24	2.93	-	2.93

	C-6	5.59	7.69	1.96	2.15	4.11
	C-5	8.38	-6.24	2.93	-	2.93
Y5	1-C	7.06	0.49	2.47	0.14	2.61
	2'-C	4.71	7.18	1.65	2.01	3.66
	3-C	4.71	5.92	1.65	1.66	3.31
	4-C	4.71	5.20	1.65	1.46	3.10
	4'-C	7.06	-0.51	2.47	-	2.47
Y6	B'-2'	1.88	-4.06	0.66	-	0.66
	C-2'	1.88	-4.06	0.66	-	0.66

Fuente: Elaboración propia

Tabla 73. Cálculo de la sección de concreto por compresión y corte fricción (Iteración)

MURO	COLUMNAS	Vc	T	C	An (cm ²)	Ac (cm ²)	Acf(cm ²)	15t (cm ²)	Area Pred.
X1	B-7	8.60	5.57	15.47	24.85	81	240.90	225	240.90
	C-7	8.60	-1.70	22.73	141.87	259	240.90	225	259.00
X2	A-5	3.28	-4.90	15.20	119.43	224	91.88	375	375.00
	A'-5	3.28	1.30	4.53	2.37	35	91.88	375	375.00
X3	B'-4'	4.39	4.41	12.20	43.33	117	122.83	225	225.00
	C-4'	4.39	2.60	14.01	75.89	168	122.83	225	225.00
X4	A-4	13.25	-2.01	25.99	128.23	238	371.15	375	375.00
	B-4	13.25	3.96	20.03	37.04	112	371.15	375	375.00
X5	B-4	7.10	2.51	10.52	14.63	66	198.88	375	375.00
	C-4	7.10	-22.12	35.14	280.94	448	198.88	375	448.00
X6	3-A	16.36	8.11	16.71	-60.08	-	458.12	375	458.12
	3-B	16.36	15.01	9.81	-184.02	-	458.12	375	458.12
Y1	A-4	8.95	-10.27	19.11	102.22	203	250.56	225	250.56
	A-5	5.96	1.73	7.05	-2.54	-	167.04	225	225.00
	A-6	8.95	-2.76	11.60	27.11	98	250.56	225	250.56
Y2	A-3	9.48	-14.05	16.53	71.04	154	265.61	225	265.61
	A-2	6.32	8.53	0.43	-126.47	-	177.07	225	225.00
	A-1	9.48	-1.66	4.14	-52.96	-	265.61	225	265.61
Y3	B-7	12.04	-10.09	10.28	-16.91	-	337.20	225	337.20
	C-7	12.04	-10.09	10.28	-16.91	-	337.20	225	337.20
Y4	C-7	8.38	-5.24	6.96	-13.76	-	234.67	225	234.67
	C-6	5.59	7.69	1.38	-103.01	-	156.44	225	225.00
	C-5	8.38	-6.24	7.96	-3.76	-	234.67	225	234.67
Y5	1-C	7.06	0.49	8.29	8.78	65	197.80	225	225.00
	2'-C	4.71	7.18	1.56	-88.42	-	131.87	225	225.00
	3-C	4.71	5.92	2.82	-65.74	-	131.87	225	225.00
	4-C	4.71	5.20	3.54	-52.73	-	131.87	225	225.00
	4'-C	7.06	-0.51	9.29	22.66	81	197.80	225	225.00
Y6	B'-2'	1.88	-4.06	7.91	60.41	140	52.69	375	375.00
	C-2'	1.88	-4.06	7.91	60.41	140	52.69	375	375.00

Fuente: Elaboración propia

Tabla 74. Cálculo de refuerzo vertical de las columnas de confinamiento (Iterada)

MURO	COLUMNAS	Vc	T	Asf	Ast	As	Asmin	¿CUMPLE?	As Utilizar	Varillas a colocar
X1	B-7	8.60	5.57	3.01	1.56	4.57	0.405	SI	4.57	4φ1/2"
	C-7	8.60	-1.70	3.01	-	3.01	1.295	SI	3.01	4φ1/2"
X2	A-5	3.28	-4.90	1.15	-	1.15	1.12	SI	1.15	4φ8mm
	A'-5	3.28	1.30	1.15	0.36	1.51	0.175	SI	1.51	4φ8mm
X3	B'-4'	4.39	4.41	1.54	1.24	2.77	0.585	SI	2.77	4φ3/8"
	C-4'	4.39	2.60	1.54	0.73	2.26	0.84	SI	2.26	4φ3/8"
X4	A-4	13.25	-2.01	4.64	-	4.64	1.19	SI	4.64	4φ1/2"
	B-4	13.25	3.96	4.64	1.11	5.75	0.56	SI	5.75	4φ3/4"
X5	B'-4	7.10	2.51	2.49	0.70	3.19	0.33	SI	3.19	4φ1/2"
	C-4	7.10	-22.12	2.49	-	2.49	2.24	SI	2.49	4φ3/8"
X6	A-3	16.36	8.11	5.73	2.27	8.00	-	NO	8.00	4φ5/8"
	B-3	16.36	15.01	5.73	4.20	9.93	-	NO	9.93	8φ1/2"
Y1	A-4	8.95	-10.27	3.13	-	3.13	1.015	SI	3.13	4φ1/2"
	A-5	5.96	1.73	2.09	0.49	2.57	-	NO	2.57	4φ3/8"
	A-6	8.95	-2.76	3.13	-	3.13	0.49	SI	3.13	4φ1/2"
Y2	A-3	9.48	-14.05	3.32	-	3.32	0.77	SI	3.32	4φ1/2"
	A-2	6.32	8.53	2.21	2.39	4.60	-	NO	4.60	4φ1/2"
	A-1	9.48	-1.66	3.32	-	3.32	-	NO	3.32	4φ1/2"
Y3	B-6	12.04	-10.09	4.21	-	4.21	-	NO	4.21	4φ1/2"
	B-5	12.04	-10.09	4.21	-	4.21	-	NO	4.21	4φ1/2"
Y4	C-7	8.38	-5.24	2.93	-	2.93	-	NO	2.93	4φ3/8"
	C-6	5.59	7.69	1.96	2.15	4.11	-	NO	4.11	4φ1/2"
	C-5	8.38	-6.24	2.93	-	2.93	-	NO	2.93	4φ3/8"
Y5	1-C	7.06	0.49	2.47	0.14	2.61	0.325	SI	2.61	4φ3/8"
	2'-C	4.71	7.18	1.65	2.01	3.66	-	NO	3.66	4φ1/2"
	3-C	4.71	5.92	1.65	1.66	3.31	-	NO	3.31	4φ1/2"
	4-C	4.71	5.20	1.65	1.46	3.10	-	NO	3.10	4φ1/2"
	4'-C	7.06	-0.51	2.47	-	2.47	0.405	SI	2.47	4φ3/8"
Y6	B'-2'	1.88	-4.06	0.66	-	0.66	0.7	NO	2.00	4φ8mm
	C-2'	1.88	-4.06	0.66	-	0.66	0.7	NO	2.00	4φ8mm

Fuente: Elaboración propia

- Cálculo de estribos para las columnas confinadas

El confinamiento mínimo con estribos será de 6mm, 1@5, 4@10, resto@25cm.

Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión solera-columna y estribos @ 10 cm en el sobrecimiento.

7.1.2. Diseño de las vigas soleras correspondiente al primer nivel

La solera se diseñará a tracción para soportar una fuerza igual a Ts:

$$T_s = V_{m1} \times \frac{L_m}{2L}$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi \times f_y} \geq \frac{0.1 \times f'_c \times A_{cs}}{f_y}$$

Donde:

$$\phi = 0.9$$

El área de la sección transversal de la solera será suficiente para alojar el refuerzo longitudinal pudiéndose emplear vigas chatas con un peralte igual al espesor de a losa del techo. Teniendo en cuenta que la sección transversal de la viga solera es de 40x25cm, el área de acero diseñada con la tracción resulto ser menor que el área de acero obtenida por el acero mínimo (4 ϕ 8mm) es por ello que opto por elegir la cantidad de acero mínimo para el diseño.

Tabla 75. Cálculo de acero para la viga solera

Muro	Vm	Lm	L	Ts	Acs	As (cm2)	Minimo	Varillas a colocar
X1	17.20	3	3	8.60	1000	2.28	5	4 ϕ 8mm
X2	6.56	1.75	1.75	3.28	1000	0.87	5	4 ϕ 8mm
X3	8.77	1.85	1.85	4.39	1000	1.16	5	4 ϕ 8mm
X4	26.50	2.77	2.77	13.25	1000	3.51	5	4 ϕ 8mm
X5	14.20	1.9	1.9	7.10	1000	1.88	5	4 ϕ 8mm
X6	32.71	3	3	16.35	1000	4.33	5	4 ϕ 8mm
Y1	45.51	3.8	7.25	11.93	1000	3.16	5	4 ϕ 8mm
Y2	31.05	3.95	4.85	12.64	1000	3.34	5	4 ϕ 8mm
Y3	24.08	3.45	3.45	12.04	1000	3.18	5	4 ϕ 8mm
Y4	32.05	3.45	4.95	11.17	1000	2.96	5	4 ϕ 8mm
Y5	56.49	4.525	9.05	14.12	1000	3.74	5	4 ϕ 8mm
Y6	11.93	1.4	1.4	5.97	1000	1.58	5	4 ϕ 8mm

Fuente: Elaboración propia

7.2. Diseño para cargas ortogonales al plano del muro

Tanto para los muros no portantes como son los tabiques, cercos y parapetos deben verificarse para la acción perpendicular a su plano proveniente de sismo o fuerza de inercia de elementos lineales que se apoyan en el muro en zonas intermedias entre los extremos interiores o exteriores.

Para el caso de los muros confinados que con arriostrados por elementos de concreto; las fuerzas deberán trasladarse a estos elementos por medio de vigas o losa.

Análisis de cargas en la albañilería:

Según la Norma E070, el paño de albañilería se supondrá que actúa como una losa apoyada sobre sus arriostres, sujeta a cargas sísmicas linealmente distribuidas. Esta magnitud para la carga(w) para un metro cuadrado de muro; se calcula de la siguiente formulación:

$$w = 0.8 \times Z \times U \times C_1 \times \gamma \times e$$

Donde:

Z = Factor de zona especificado en la Norma E 030

U = Factor de importancia especificado en la Norma E 030

C1 = Coeficiente sísmico especificado en la Norma E 030

e = espesor bruto del muro(m)

γ = Peso volumétrico de la albañilería

El coeficiente sísmico utilizado para cada muro como se muestran en la Tabla 76, será acorte a que tipo sea: cercos, tabiques y parapetos.

Considerando los pesos unitarios de la albañilería y del tarrajeo del muro a evaluar resulta:

$$w = 0.8 \times Z \times U \times C_1 \times (\gamma_{alb} \times e_{alb} + \gamma_{tarrajeo} \times e_{tarrajeo})$$

El momento flector distribuido por unidad de longitud para cada muro de albañilería (M_s) en kg.m/m, el cual es producido por la carga sísmica (w) apoyándonos de la Tabla 77, calculándose por la siguiente formula:

$$M_s = m \times w \times a^2$$

Donde:

m = Coeficiente de momento(adimensional)

a = Dimensión critica del paño de albañilería

Tabla 76. Valores para el diseño de cargas ortogonales en muros no portantes

Z	0.45
U	1
C1(cercos)	0.6
C1(tabiques internos)	0.9
γ albañilería	1800 kg/m ³
γ tarrajeo	2000 kg/m ³
e	0.15 m

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 77. Magnitud de carga en la albañilería

w(cercos)	123.12	kg/m ²
w(tabique)	184.68	kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78. Momento flector distribuido por unidad de longitud en el paño de albañilería (Ms)

Muros	Caso	a	b	b/a	m	Ms(kg.m/m)
M1	1	2.6	2.8	1.08	0.05	44.60
M2	2	1.25	2.8	2.24	0.13	25.59
M3	2	1.25	2.1	1.68	0.13	37.35
M4	2	1.55	0.9	0.58	0.07	31.63
M5	2	1.6	0.9	0.56	0.07	32.50
M6	2	2.2	0.9	0.41	0.06	53.63
M7	2	1.5	0.9	0.60	0.07	30.75

Fuente: Elaboración propia

El fuerza admisible en tracción por flexión (f'_t) de la albañilería usado, será el acorde a la Figura 7, igual a 1.5 kg/cm² para la albañilería simple.

Dicho esfuerzo deberá ser superior a f_m , el cual se calcula con la siguiente formulación; para muros no portantes, esta verificación se realiza en la Tabla 80.

$$f_m = \frac{6 \times M_s}{t^2} \leq f'_t$$

Tabla 79. Esfuerzo admisible en tracción por flexión

f'_t	1.5	kg/cm ²
f'_t	15000	kg/m ²

Fuente: Elaboración propia

Tabla 80. Cálculo de f_m para muros no portantes

Muros	Fm
M1	11894.5083
M2	6822.9
M3	9960.408
M4	8434.9512
M5	8667.648
M6	14301.6192
M7	8199.792

Fuente: Elaboración propia

La metodología de un diseño según la Norma E 070 para muros portantes, será aceptada si:

$$\vartheta_m > 0.01f'_m$$





Capítulo 8

Diseño de columnas

Para el diseño de columnas aisladas de la estructura se consideran fuerzas axiales y momentos flexionantes que actúan ambos sentidos del sismo X y Y, A este efecto se le denomina flexo-compresión. Para ello se hace una verificación a partir de:

$$P_u > 0.1 \times f'_c \times A_g$$

Siendo:

P_u = Carga axial que recae sobre la columna

A_g = Área bruta de la columna

Dicha condición se debe verificar para cada una de las combinaciones de carga que presente la columna y se compara con su carga axial que sobre ella recaiga; si resulta mayor el P_u actuante se diseña la columna únicamente por flexión como el diseño de una viga.

Para el proyecto se utilizó un único momento flexionante que predomine en la estructura (M 3-3), se comprobó que solo una columna se diseña por flexo-compresión.

8.1. Diseño por flexión

En la estructura se analizaron todas las columnas aisladas, resultando que todas las columnas a excepción de la columna ubicada entre el eje B y eje 4, solo se necesitaran hacer un diseño por flexión puesto que la carga axial es menor a la verificación ya mencionada.

Tabla 81. Verificación del comportamiento del elemento estructural columna

COLUMNA		Carga axial ton	a Largo cm	b Ancho cm	toneladas $0.1f'_cA_g$	ton.m M3-3	ton.m M 2-2
entre A y B	Eje 2	5.6664	40	40	33.6	1.1	0.32
entre A y B	Eje 3	24.8319	65	25	34.125	2.68	0.3
Eje B	Eje 4	13.5567	25	25	13.125	0.1751	0.09789
Eje B	Eje 4' y 5	6.3061	25	15	7.875	0.1044	0.029
Eje B	Eje 5	9.429	25	25	13.125	0.21	0.1088

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 81, se observa que las cargas axiales de las columnas resultan ser menores a $0.1f'cAg$, en ese sentido serán diseñadas por flexión como si fuesen vigas.

Tabla 82. Diseño por flexión de columnas en la dirección del momento 3-3

		ton.m	a	b						
COLUMNA		M3-3	Largo cm	Ancho cm	Ku 3-3	Ku tabla	ρ %	As cm ²	As colocado	As colocado cm ²
entre A y B	Eje 2	1.1	40	40	2.38	8.82	0.24	3.264	2Ø5/8"	4
entre A y B	Eje 3	2.68	65	25	3.08	8.82	0.24	3.54	2Ø5/8"	4
Eje B	Eje 4									
Eje B	Eje 4' y 5	0.1044	25	15	1.93	8.82	0.24	0.684	2Ø8 mm	1
Eje B	Eje 5	0.21	25	25	2.33	8.82	0.24	1.14	2Ø3/8"	1.42

Fuente: Elaboración propia

Como se muestra en la Tabla 82, el acero colocado corresponde a un sentido del momento 3-3 es decir el refuerzo total será el doble del que se obtiene en la Tabla 82.

Tabla 83. Diseño por flexión de columnas en la dirección del momento 2-2

		ton.m	a	b						
COLUMNA		M 2-2	Largo cm	Ancho cm	Ku 2-2	Ku tabla	ρ	As cm ²	As colocado	As colocado cm
entre A y B	Eje 2	0.32	40	40	0.7	8.82	0.24	3.264	2Ø5/8"	4
entre A y B	Eje 3	0.3	65	25	1.3	8.82	0.24	2.964	2Ø5/8"	4
Eje B	Eje 4									
Eje B	Eje 4' y 5	0.029	25	15	1.4	8.82	0.24	0.54	2Ø8 mm	1
Eje B	Eje 5	0.1088	25	25	1.2	8.82	0.24	1.14	2Ø3/8"	1.42

Fuente: Elaboración propia

El acero colocado corresponde a un sentido del momento 2-2 es decir el refuerzo total será el doble del que se obtiene en la Tabla 83.

8.2. Diseño por flexo-compresión uniaxial

Para la determinación de la distribución de acero se opta por diferentes valores de carga y momentos resistentes; estos valores se plasman en la curva que se grafica teniendo en cuenta que la carga axial estará como ordenada y el momento como abscisa; dicha grafica se denomina Diagrama de Interacción.

El procedimiento para el diseño por flexo-compresión de columnas se realiza de la siguiente forma:

- ✓ Se utiliza inicialmente una cuenta de acero mínima de 1 % del área bruta de la sección de la columna, con dicha cuantía se distribuirá el refuerzo de forma vertical.
- ✓ Una vez obtenidos los momentos y fuerzas axiales, se generarán pares de puntos que se ubicarán como coordenadas en una Abaco ya constituido por Norma; esta nube de

puntos debe estar contenida en la curva para que el diseño se realice de manera correcta; de no ser el caso se debe optar a la elección de otro Abaco de estudio.

- ✓ A partir del Abaco se puede estimar la cuantía de acero que se requiera en la columna, y con su sección ya determinada estimar el área de acero.

Tabla 84. Momentos flexionantes- columna a flexo compresión

COLUMNA		a	b	ton.m M3-3	ton.m M2-2
Eje B	Eje 4	25	25	0.1751	0.09789

Fuente: Elaboración propia

Tabla 85. Solicitación de carga ultima para la columna a flexo compresión parte superior

	Combinación	Pu	Mu	f'cbt2	f'cbt	Pue/f'cbt2	Pu/f'cbt
Parte superior	1.4CM + 1.7CV	9.63	0.016	3281250	131250	0.00049	0.073
	1.25(CM+CV) +CSX1	13.31	0.13	3281250	131250	0.00396	0.101
	1.25(CM+CV)-CSX1	3.15	0.104	3281250	131250	0.00317	0.024
	0.9CM +CSX1	9.77	0.125	3281250	131250	0.00381	0.074
	0.9CM - CSX1	0.3868	0.11	3281250	131250	0.00335	0.003
	1.25(CM+CV) +CSX2	13.72	0.1402	3281250	131250	0.00427	0.105
	1.25(CM+CV)-CSX2	2.74	0.113	3281250	131250	0.00344	0.021
	0.9CM +CSX2	10.185	0.1343	3281250	131250	0.00409	0.078
	0.9CM - CSX2	0.797	0.12	3281250	131250	0.00366	0.006
	1.25(CM+CV) +CSY1	8.1	0.00927	3281250	131250	0.00028	0.062
	1.25(CM+CV)-CSY1	8.4	0.0178	3281250	131250	0.00054	0.064
	0.9CM +CSY1	4.54	0.00342	3281250	131250	0.00010	0.035
	0.9CM - CSY1	4.84	0.01202	3281250	131250	0.00037	0.037
	1.25(CM+CV) +CSY2	7.9	0.00605	3281250	131250	0.00018	0.060
	1.25(CM+CV)-CSY2	8.53	0.0211	3281250	131250	0.00064	0.065
	0.9CM +CSY2	4.4	0.0002	3281250	131250	0.00001	0.034
	0.9CM - CSY2	5	0.01524	3281250	131250	0.00046	0.038

Fuente: Elaboración propia

Tabla 86. Solicitación de carga ultima para la columna a flexo compresión parte inferior

	Combinación	Pu	Mu	f'cbt2	f'cbt	Pue/f'cbt2	Pu/f'cbt
Parte inferior	1.4CM + 1.7CV	10.26	0.01	3281250	131250	0.00030	0.078
	1.25(CM+CV) +CSX1	13.87	0.165	3281250	131250	0.00503	0.106
	1.25(CM+CV)-CSX1	3.71	0.15	3281250	131250	0.00457	0.028
	0.9CM +CSX1	10.18	0.161	3281250	131250	0.00491	0.078
	0.9CM - CSX1	0.0186	0.1525	3281250	131250	0.00465	0.000
	1.25(CM+CV)+CSX2	14.28	0.1751	3281250	131250	0.00534	0.109
	1.25(CM+CV)-CSX2	3.3	0.16	3281250	131250	0.00488	0.025
	0.9CM +CSX2	10.6	0.1711	3281250	131250	0.00521	0.081
	0.9CM - CSX2	0.392	0.163	3281250	131250	0.00497	0.003
	1.25(CM+CV) +CSY1	8.64	0.00825	3281250	131250	0.00025	0.066
	1.25(CM+CV)-CSY1	8.94	0.00802	3281250	131250	0.00024	0.068
	0.9CM +CSY1	4.948	0.00425	3281250	131250	0.00013	0.038
	0.9CM - CSY1	5.25	0.00402	3281250	131250	0.00012	0.040
	1.25(CM+CV) +CSY2	8.5	0.00454	3281250	131250	0.00014	0.065
	1.25(CM+CV)-CSY2	9.1	0.01173	3281250	131250	0.00036	0.069
	0.9CM +CSY2	4.8	0.00054	3281250	131250	0.00002	0.037
	0.9CM - CSY2	5.4	0.00773	3281250	131250	0.00024	0.041

Fuente: Elaboración propia

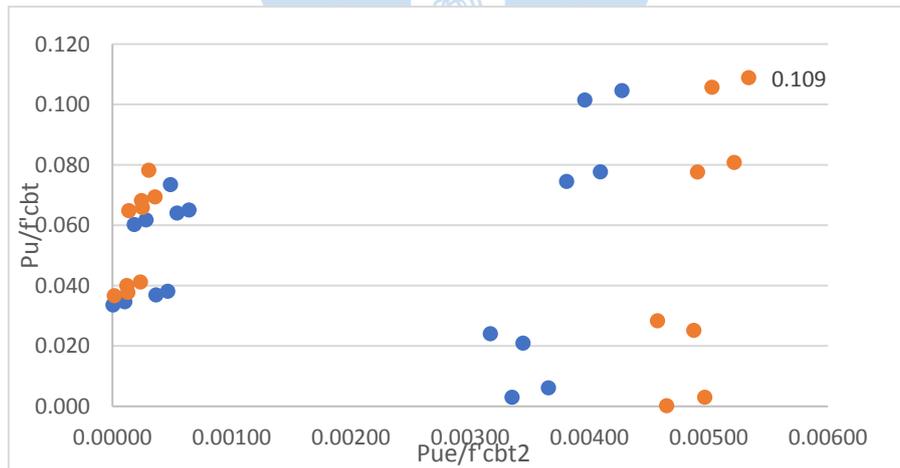


Figura 30. Nube de coordenadas en relación a las solicitaciones de carga última

Fuente: Elaboración propia

$m=f_y/0.85f'_c$	23.53
$\rho=1\%$	0.01
As	6.25 cm ²
As=8Ø1/2"	10.32 cm ²

As (Área de acero)	6.25 cm ²
As=6Ø1/2"	7.74 cm ²

8.3. Diseño por corte

Se verifica la necesidad de estribos, de no requerir la norma establece usar estribos mínimos por montaje, mediante la siguiente expresión:

$$V_u < \phi \times V_c$$

Siendo:

V_u = Cortante última de la columna

V_c = Cortante por resistencia de la columna

Tabla 87. Diseño por cortante de las columnas-Estribos

		a	b	Vu (ton)			En dirección 2 - 2	En dirección 3 - 3	Estribos por montaje
COLUMNA		Largo	Ancho	V 2-2 (E - O)	V 3-3 (N - S)	Nu (Carga Axial)	ØVc (Ton)	ØVc (Ton)	Estribos de 3/8"
Entre A y B	Eje 2	40	40	0.50	0.14	5.67	31.34	31.34	cada 40 cm
Entre A y B	Eje 3	65	25	1.38	0.18	24.83	114.73	96.07	cada 40 cm
Eje B	Eje 4	25	25	0.11	0.05	13.56	51.15	51.15	cada 40 cm
Eje B	Eje 4' y 5	25	15	0.07	0.02	6.31	24.21	19.11	cada 40 cm
Eje B	Eje 5	25	25	0.13	0.03	9.43	36.52	36.52	cada 40 cm

Fuente: Elaboración propia



Conclusiones

- Del plano de arquitectura entregado, en algunas columnas se visualizaron la presencia de pintos en los extremos del ambiente, lo cual es desfavorable para un mejor aprovechamiento de espacio en la habitación. Para evitar esto se optó por modificar el dimensionamiento de las mismas, teniendo en cuenta esta nueva sección para el análisis y diseño de estos elementos estructurales.
- En cuanto a la normativa, se adecuaron algunos parámetros necesarios para el diseño en cuanto a las zonas de peligro sísmico, es decir la zona 3 que se presenta en la norma E070 representa en realidad la zona 3 y 4 que se tiene en la norma E030. Y en cuanto al coeficiente sísmico C que se emplea en el Art. 29.6 de la norma E070 se utilizarán los valores propuestos por la norma E030 del año 2006 debido a que la norma de albañilería no ha sido actualizada.
- Se determinó un espesor de 20 cm para la losa aligerada y en la dirección más corta siendo unidireccional
- La configuración de la losa aligerada es de espesor 20 cm medida apropiada para resistir las sollicitaciones de cargas de servicio. Así mismo con esta dimensión se puede alojar las tuberías y elementos sanitarios.
- El sentido del aligerado para ambos pisos es unidireccional en el sentido más corto de la estructura (Este-Oeste) principalmente son los muros en la dirección Y los que se encargan de transmitir estas cargas a la cimentación, también se determinó una sola dirección para facilitar el proceso constructivo en cuanto a la habilitación de actividades de encofrado.
- El factor de suelo se modificó, debido a que presentaba una incompatibilidad en la zona de construcción la cual se realizara en Piura y para lo cual se debe utilizar un suelo tipo S2 y no uno S1 como se muestra en el estudio de Suelos.
- El factor C a utilizar dentro de los parámetros sísmicos es de 2.5 y el factor U es de 1 correspondiente a la categoría C - Viviendas.
- Se utilizó un factor de reducción ($R=6$) tanto para el diseño de elementos de concreto armado (a excepción de elementos de confinamiento) como para el control de fisuración de muros debido a sismo moderado.
- Se utilizó un factor de reducción ($R=3$) correspondiente a sismo severo para el diseño de los muros de albañilería incluyendo sus elementos de confinamiento.

- En toda la estructura se tienen 4 vigas principales peraltadas 25x40 cm para cada entrepiso las cuales se diseñaron principalmente por flexión y cuya función es apoyar a los muros de albañilería en cuanto a la resistencia de las cargas que provienen de la losa aligerada. Así mismo para el diseño por corte la colocación de estribos será por montaje cada 40 cm.
- En toda la estructura se obtuvieron 5 vigas chatas de 25x20 cm para cada entrepiso las cuales fueron diseñadas principalmente por flexión y cuya función es apoyar a la losa aligerada en cuanto a la carga de los tabiques que recaen sobre estas; siendo utilizadas en luces menores a 3 metros. Así mismo para el diseño por corte la colocación de estribos será por montaje cada 40 cm.
- El cálculo de la densidad de muros se determinó en un primer momento con motivo de garantizar un apropiado aporte de rigidez en los muros en cada dirección principal que puedan afrontar solicitaciones sísmicas adecuadas al contexto del lugar.
- Para las condiciones de servicio todas las vigas principales se determinaron que estas cumplen con una deflexión adecuada debido a lo establecido en la tabla 9.1 de la Norma E060.
- De acuerdo al Artículo 26.2 E070 se cumple con el control de fisuración para todos los muros portantes de albañilería en ambos niveles de la vivienda.
- De acuerdo con el Artículo 19.1 E070, todos los muros portantes de albañilería cumplen con la verificación del Esfuerzo máximo axial, este es menor que las resistencias que aportan la albañilería. Por ende, no se realiza ninguna modificación en las dimensiones de estos.
- En toda la estructura se tienen 5 columnas aisladas, de estas 4 se diseñaron a flexión como una viga y 1 se diseñó por flexo compresión donde se determinó una cuantía mínima de 1% debido a las cargas. Para el diseño por corte se determinó estribos por montaje cada 40 cm.
- En algunos muros al no cumplir con el control de fisuración, se optó a incrementar su espesor y cumplir con los requisitos de la norma.
- El refuerzo transversal es calculado según las fuerzas cortantes actuantes en cada viga. Sin embargo, se debe colocar como mínimo cierta cantidad de estribos y a una separación máxima según lo establecido por norma.

Recomendaciones

- Se recomienda que todos los elementos estructurales estén unidos a través de nodos y alineados para no presentar incongruencias en la modelación.
- Designar de manera correcta la sección de cada elemento estructural, puesto que la función que cumplen es de suma importante para resistir la interacción de fuerzas que sobre ellas recaiga.
- Utilizar como guía el trazado de ejes de los elementos estructurales para la parte portante de la estructura y así dar paso a la extracción de modelo en el programa SAP2000.





Referencias bibliográficas

- American Concrete Institute (2019), *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (ACI 318S-19)*.
- Blanco Blasco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. *Colegio de Ingenieros del Perú/1994-1995*.
- Bono de reforzamiento estructural. (S.f.). Recuperado de <https://www.mivivienda.com.pe/portalweb/usuario-busca-viviendas/pagina.aspx?idpage=410>.
- Hernández, L. (2012). Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada (Doctoral dissertation, Tesis (Titulo en ingeniería civil). Lima: Universidad católica del Perú, Facultad de ingeniería.
- MacGregor, J. G and Wight, James. K (2012). *Reinforced Concrete Mechanics & Design*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificación E.020 Cargas. Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). *Norma Técnica de Edificación E.070 Albañilería. Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). *Norma Técnica de Edificación E.060 Concreto Armado. Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación E.030 Diseño Sismorresistente. Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018). *Norma Técnica de Edificación E.050 Suelos y Cimentaciones. Perú. Reglamento Nacional de Edificaciones*.
- OttazziPasino, G. (2015). Apuntes del curso concreto armado 1. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Departamento de Ingeniería. Sección ingeniería civil.
- Vargas, H. G. (2005). Albañilería estructural. Fondo editorial PUCP.



Anexos





Anexo A: Criterios y tablas de diseño

Tabla 1. Diseño en flexión

$\epsilon_{cu} =$	0.003
$E_s =$	2,000,000
$\epsilon_y =$	0.0021
$\beta_1 =$	0.850
$\phi =$	0.9

$\rho_{bal} =$	2.13%
0.5 $\rho_{bal} =$	1.06%
0.75 $\rho_{bal} =$	1.59%

$f'_c =$	210
$f_y =$	4,200

$K_u = Mu / b d^2$
Unidades: Kg, cm
 $A_s = \rho (b \cdot d)$

ρ	K_u
0.10%	3.74
0.12%	4.47
0.14%	5.20
0.16%	5.93
0.18%	6.66
0.20%	7.38
0.22%	8.10
0.24%	8.82
0.26%	9.53
0.28%	10.23
0.30%	10.94
0.32%	11.64
0.34%	12.34
0.36%	13.03
0.38%	13.72
0.40%	14.41
0.42%	15.09
0.44%	15.77
0.46%	16.44
0.48%	17.12
0.50%	17.78
0.52%	18.45
0.54%	19.11
0.56%	19.77
0.58%	20.42
0.60%	21.07
0.62%	21.72
0.64%	22.37
0.66%	23.01
0.68%	23.64
0.70%	24.27
0.72%	24.90
0.74%	25.53
0.76%	26.15
0.78%	26.77
0.80%	27.39
0.82%	28.00
0.84%	28.60
0.86%	29.21
0.88%	29.81
0.90%	30.41
0.92%	31.00
0.94%	31.59
0.96%	32.18
0.98%	32.76
1.00%	33.34
1.02%	33.92
1.04%	34.49
1.06%	35.06
1.08%	35.62
1.10%	36.18
1.12%	36.74

ρ	K_u
1.14%	37.30
1.16%	37.85
1.18%	38.39
1.20%	38.94
1.22%	39.48
1.24%	40.01
1.26%	40.55
1.28%	41.08
1.30%	41.60
1.32%	42.12
1.34%	42.64
1.36%	43.16
1.38%	43.67
1.40%	44.18
1.42%	44.68
1.44%	45.18
1.46%	45.68
1.48%	46.17
1.50%	46.66
1.52%	47.15
1.54%	47.63
1.56%	48.11
1.58%	48.59
1.60%	49.06
1.62%	49.53
1.64%	50.00
1.66%	50.46
1.68%	50.91
1.70%	51.37
1.72%	51.82
1.74%	52.27
1.76%	52.71
1.78%	53.15
1.80%	53.59
1.82%	54.02
1.84%	54.45
1.86%	54.88
1.88%	55.30
1.90%	55.72
1.92%	56.13
1.94%	56.54
1.96%	56.95
1.98%	57.36
2.00%	57.76
2.02%	58.16
2.04%	58.55
2.06%	58.94
2.08%	59.33
2.10%	59.71
2.12%	60.09
2.14%	---
2.16%	---

Para diseño: Entrar a la tabla con $K_u = Mu / (b d^2)$, leer el valor de ρ y calcular $A_s = \rho b d$
 Para análisis: Entrar a la tabla con $\rho = A_s / b d$ leer el valor de K_u y calcular $Mu = K_u b d^2$

Fuente: Apuntes diseño en concreto armado

Tabla 2. Deflexiones máximas admisibles

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell/180^*$
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva	$\ell/360$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)†	$\ell/480‡$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240§$

Fuente: NTP 0.60

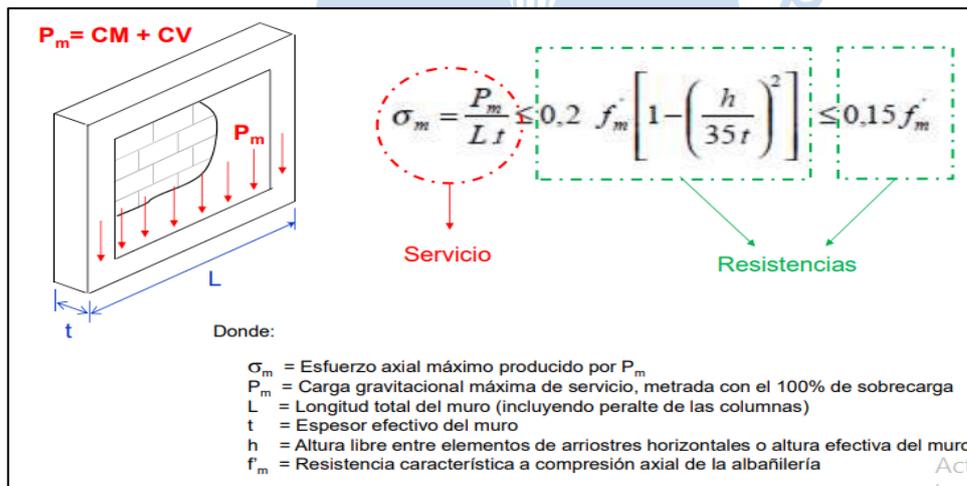


Figura 1. Verificación del esfuerzo axial máximo

Fuente: Apuntes de diseño estructural de acero y albañilería

COLUMNS 3.1.1 - Nominal load-moment strength interaction diagram, R3-60.6

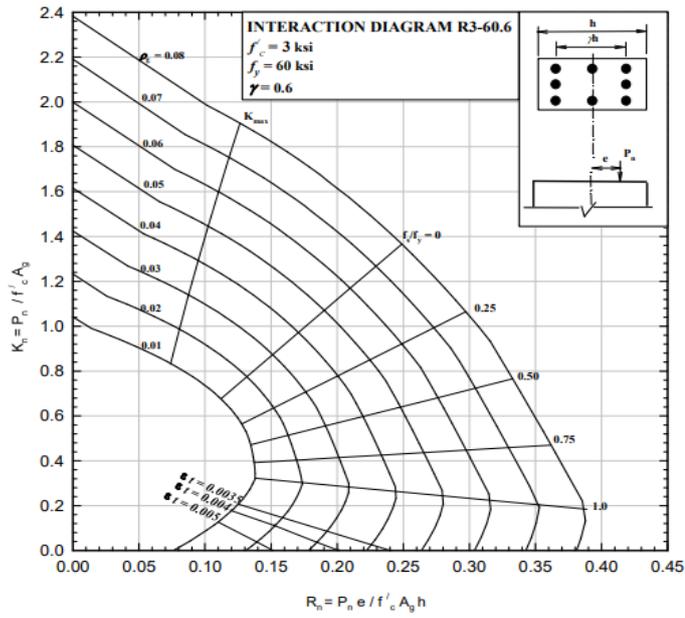


Figura 2. Abaco de interacción

Fuente: Apuntes diseño en concreto armado

COLUMNS 3.7.1 - Nominal load-moment strength interaction diagram, L3-60.6

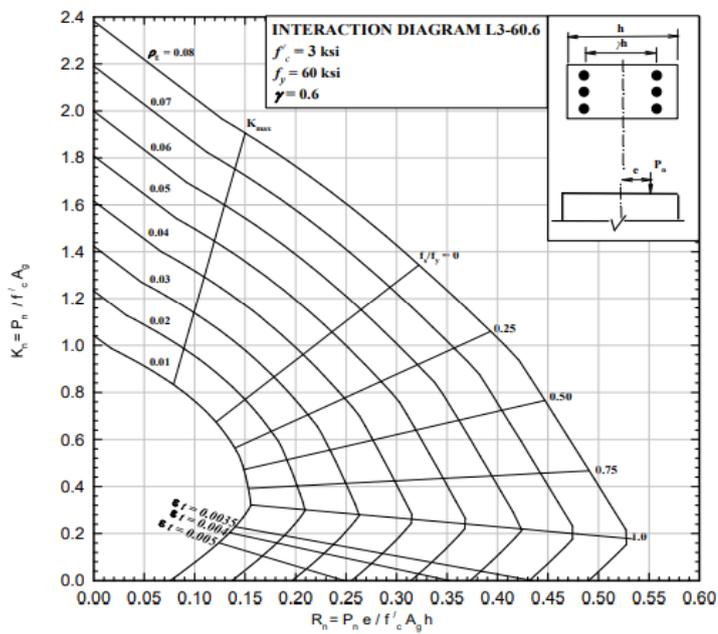


Figura 3. Abaco de interacción modelo 2

Fuente: Apuntes diseño en concreto armado

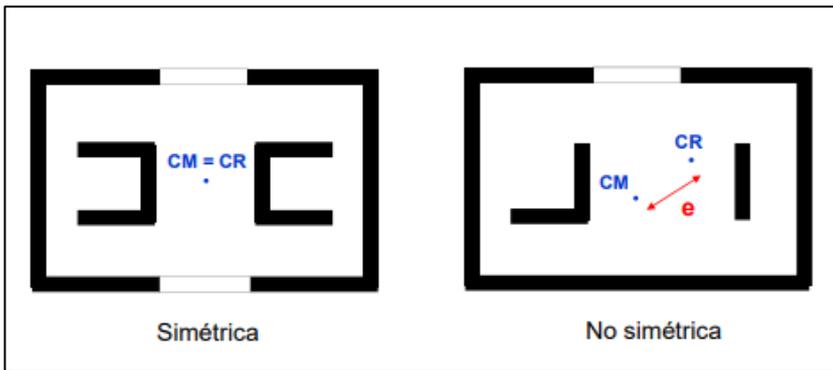


Figura 4. Centro de masa y centro de rigidez

Fuente: Apuntes de diseño estructural de acero y albañilería

- Elementos que al fallar puedan precipitarse fuera de la edificación y cuya falla entrañe peligro para personas u otras estructuras.	3,0
- Muros y tabiques dentro de una edificación.	2,0
- Tanques sobre la azotea, casa de máquinas, pérgolas, parapetos en la azotea.	3,0
- Equipos rígidos conectados rigidamente al piso.	1,5

Cercos:	$C_1 = 0.6$
Parapetos y tabiques externos:	$C_1 = 1.3$
Tabiques internos y muros portantes:	$C_1 = 0.9$

Valores del coeficiente sísmico
 C_1 (Antigua norma E-030)

Valores del coeficiente sísmico C_1 (Tabla 12 de la nueva norma E-030)

Figura 5. Valores del coeficiente sísmico

Fuente: Norma técnica E 070

TABLA 12 VALORES DEL COEFICIENTE DE MOMENTOS «m» y DIMENSION CRITICA «a»								
CASO 1. MURO CON CUATRO BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Menor dimensión								
b/a =	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	∞
m =	0,0479	0,0627	0,0755	0,0862	0,0948	0,1017	0,118	0,125
CASO 2. MURO CON TRES BORDES ARRIOSTRADOS								
a = Longitud del borde libre								
b/a =	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,5	2,0
m =	0,060	0,074	0,087	0,097	0,106	0,112	0,128	0,132
CASO 3. MURO ARRIOSTRADO SOLO EN SUS BORDES HORIZONTALES								
a = Altura del muro								
m = 0,125								
CASO 4. MURO EN VOLADIZO								
a = Altura del muro								
m = 0,5								

Figura 6. Valores del coeficiente de momentos y dimensión crítica

Fuente: Norma técnica E 070

Para muros portantes:	
$f_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	para albañilería simple
$f_t = 3.0 \text{ kg/cm}^2$	para albañilería armada rellena de concreto líquido
Para muros no portantes:	
$f_t = 1.5 \text{ kg/cm}^2$	para albañilería simple
$f_t = 8.0 \text{ kg/cm}^2$	para albañilería armada rellena de concreto líquido

Figura 7. Esfuerzos admisibles en tracción

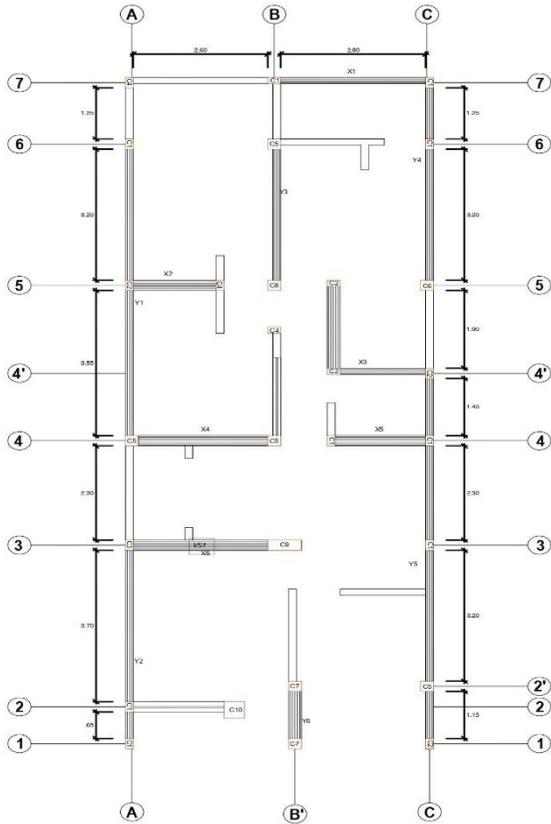
Fuente: Norma técnica E 070



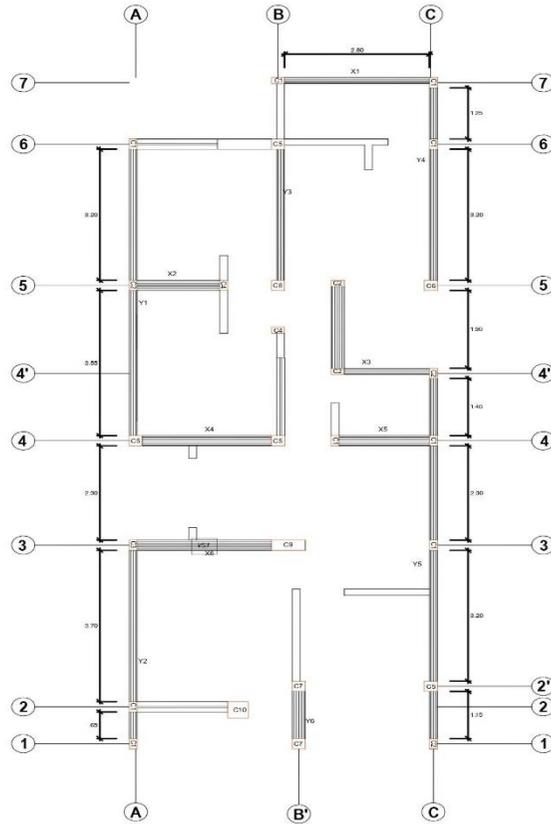
Planos







MUROS - PRIMER PISO
 ESCALA: 1/100

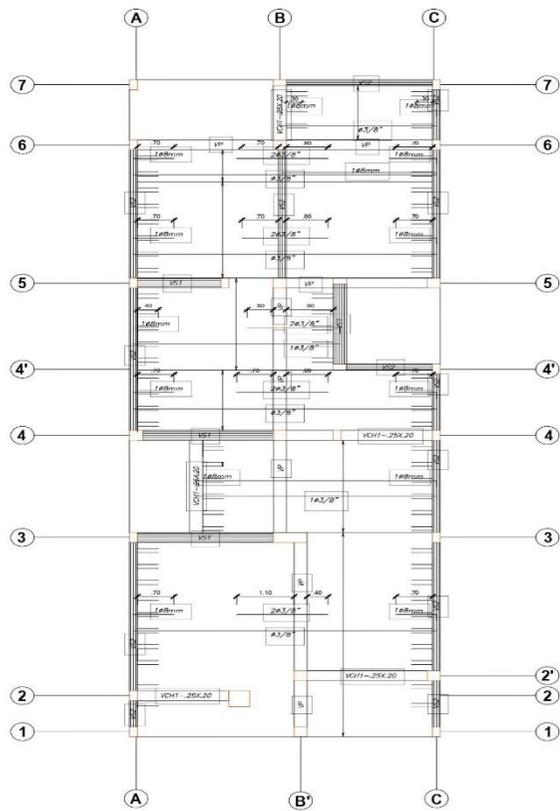


MUROS - SEGUNDO PISO
 ESCALA: 1/100

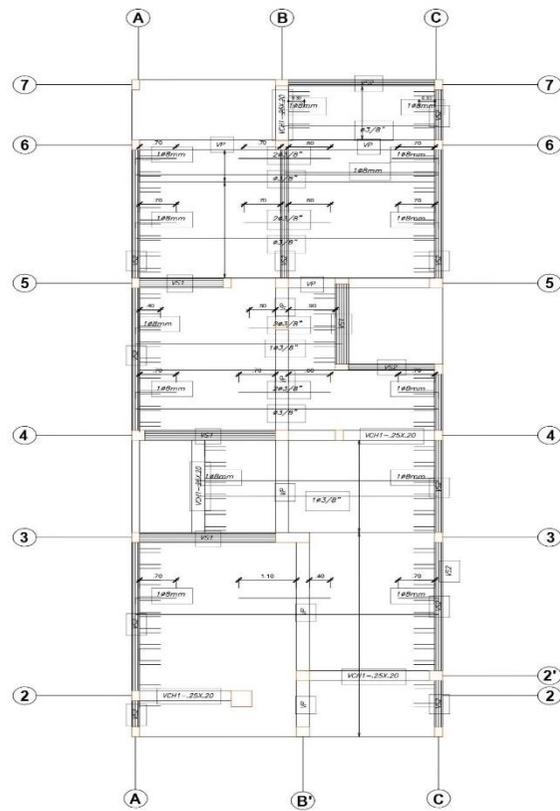
ESPECIFICACIONES TECNICAS	
B. CONCRETO ARMADO:	
D.1. - CONCRETO: f _c = 210 kg/cm ² Vigas y Aligerados.	
D.3. - CEMENTO: Usar Cemento Portland Tipo "I" Usar Cemento Portland Tipo "V" Vigas y Losas Aligeradas.	
D.4. - ACERO: Hierro Doplado, con f _y = 4.200 kg/cm ²	
E. RECLAMACIONES:	
E.1. - Aligerados:	Rec: -2.00 cm.
E.3. - Vigas con más 30 cm. de altura:	Rec: -4.00 cm.
F. SOBRECARGAS EN ALBERGADO:	
F.1. - Proyección de vivienda = 200 kg/m ² .	
F.2. - Proyección de azotea = 100 kg/m ² .	
G. LAPILLAS:	
G.1. - Para Aligerados: Usar ladrillo hueco de arcilla de 15x30x30 cm.	
G.2. - Para Muros: Usar ladrillo de arcilla 16 huecos King Kong. 1x13x24 1100 N.	
Fm = 85 Kg/cm ²	
Fb = 145 Kg/cm ²	

CUADRO DE COLUMNAS		
C1		150 x 150. NIVEL: #4 #1/2" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C2		150 x 150. NIVEL: #4 #3/8" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C3		150 x 150. NIVEL: #4 #3/8" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C4		150 x 150. NIVEL: #4 #3/8" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C5		150 x 150. NIVEL: #4 #1/2" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C6		150 x 150. NIVEL: #4 #3/8" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C7		150 x 150. NIVEL: #4 #3/8" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C8		#4 #2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C9		150 x 150. NIVEL: #4 #1/2" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c
C10		150 x 150. NIVEL: #4 #3/8" #4 #1/2" @ 100, #8 #10, #10 @ 25, c/c

VIVIENDA UNIFAMILIAR		
EMPRESA TECNICA:	EMPRESA SA GA Y ASOCIADOS	
PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLE DE MUROS Y COLUMNAS	
UNIFICACION:		
LIBRADO:	E-03	FECHA: NOV/NOVIEMBRE 2020
ESCALA:	1/100	

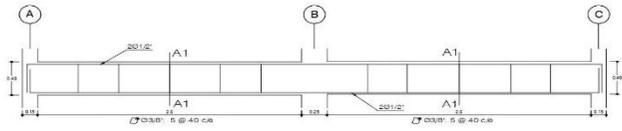


ALIGERADO - PRIMER PISO
 ESCALA: 1/100

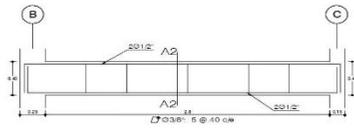


ALIGERADO - SEGUNDO PISO
 ESCALA: 1/100

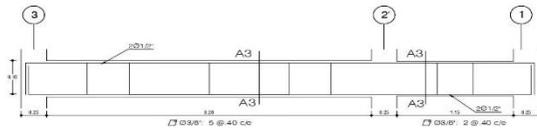
VIVIENDA UNIFAMILIAR		
ENTIDAD TECNICA:	EMPRESA GA Y ASOCIADOS	
PLANO:	ESTRUCTURAS - ALIGERADOS	
UBICACION:		
DIBUJO:	E-02	FECHA: NOVIEMBRE 2005
		ESCALA: 1/100



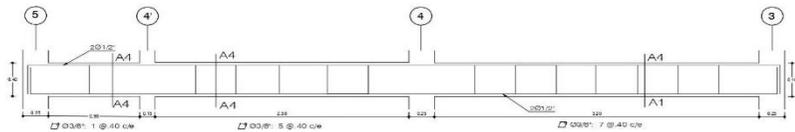
VIGA VP (Eje 6)
ESCALA: 1/50



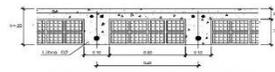
VIGA VP (Eje 5)
ESCALA: 1/50



VIGA VP (Eje B')
ESCALA: 1/50

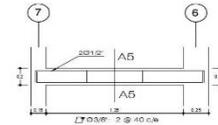


VIGA VP (Eje B)
ESCALA: 1/50

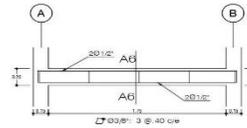


DETALLE: TIPICO ALIGERADO
ESCALA: 1/20

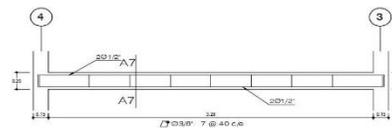
e = 0.20 m.
S/C = 200 kg/m² Vivienda
S/C = 100 kg/m² Azotea
f_c = 210 kg/cm²



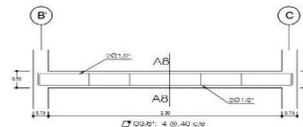
VIGA VCH1 (Eje B)
ESCALA: 1/50



VIGA VCH1 (Eje 2)
ESCALA: 1/50



VIGA VCH1
ESCALA: 1/50



VIGA VCH1 (Eje 2')
ESCALA: 1/50

VIVIENDA UNIFAMILIAR

ENTIDAD TECNICA:	FMPRESA CA Y ASOCIADOS		
PLANO:	ESTRUCTURAS - DETALLE DE ALIGERADOS Y VIGAS		
UBICACION:			
DESEÑO:	E-03	FECHA:	NOVIEMBRE 2020
		ESCALA:	1/100