

UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE
ALBAÑILERIA CONFINADA DE 8 PISOS EN LA CIUDAD
DE TRUJILLO, LA LIBERTAD”**

**PROYECTO DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO
PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL**

ESPECIALIDAD:

ESTRUCTURAS

AUTORES:

BACH. JAMES PAUL ESCAMILO RODRIGUEZ

ASESOR:

ING. CESAR LEONIDAS CANCINO RODAS

TRUJILLO-PERÚ

2017

**“DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE
ALBAÑILERIA CONFINADA DE 8 PISOS EN LA
CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD”**

ELABORADO POR:

BACH. ESCAMILO RODRIGUEZ, JAMES PAUL

APROBADO POR:

**ING. ANGEL FREDY ALANOCA QUENTA
PRESIDENTE**

**ING. CARLOS ALBERTO RODRIGUEZ REYNA
SECRETARIO**

**ING. WILLIAM CONRAD GALICIA GUARNÍZ
VOCAL**

ASESORADO POR:

**ING. CESAR LEONIDAS CANCINO RODAS
ASESOR**

TRUJILLO – PERÚ

2017

DEDICATORIA

DOY GRACIAS:

A DIOS:

*Por haberme dado la vida,
permitirme haber llegado hasta aquí,
y por estar siempre a mi lado*

A MIS PADRES:

*James y Esmeralda, por ser las mejores
personas, que con su amor y cariño me
han apoyado y guiado en todo momento*

A MI ABUELA:

*Olga, quien me apoyo cuando
más lo necesitaba y nunca
dejo de creer en mí*

AGRADECIMIENTO

Al Ing. Cesar Leónidas Cancino Roda, por regalarme su gran amistad, además, brindarme la oportunidad de formarme como ingeniero estructural, y aconsejarme en cómo ser un mejor profesional, sin dejar de lado la humildad y el respeto con los demás. Muchas gracias por sus buenos deseos hacia mi persona.

Al Ing. Gerardo Arteaga Cuba, por brindarme su apoyo en la elaboración de la redacción y organización de ideas de mi tesis. Gracias por su gran amistad y respeto.

Al Dr. Amador Terán Gilmore, por haberme brindado información muy importante y relevante para el desarrollo de esta Tesis. Sin esto no hubiera podido hacer realidad esta Tesis. Gracias por compartir desinteresadamente su información y tomarse el tiempo de apoyarme. Mil gracias.

Al Mg. José Velásquez Vargas, por su ayuda desinteresada al explicarme las nuevas tendencias en la ingeniería estructural, y además, por despejar mis dudas en esta nueva etapa del conocimiento. Gracias por su amistad y paciencia.

Al Mg. Daniel Quiun Wong, por darme la oportunidad de entrevistarme y realizarle algunas consultas claves para el desarrollo de mi tesis de investigación. Gracias por todo su apoyo desinteresado y de buen corazón.

Al Ing. Carlos Rodríguez Reyna, por escucharme y despejar las dudas que fui encontrando en desarrollo de mi tesis. Gracias por su paciencia y tiempo.

Al Ing. Edgar De Los Santos, miembro del equipo de soporte técnico de MIDAS Latinoamérica, por su ayuda desinteresada y de buena voluntad en el asesoramiento con el uso del Software MIDASGEN.

CONTENIDO

1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	1
1.1. EL PROBLEMA	1
1.1.1. Delimitación.....	1
1.1.2. Antecedentes.....	4
1.1.3. Formulación del Problema	5
1.1.3.1.Problema General.....	5
1.2. OBJETIVOS	5
1.2.1. Objetivo General.....	5
1.2.2. Objetivos Específicos.....	5
1.3. Metodología y Tipo de Investigación.....	6
1.3.1. Metodología	6
1.3.2. Tipo y Nivel	6
2. MARCO TEÓRICO.....	7
2.1. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES	7
2.1.1. Ladrillo.....	7
2.1.2. Mortero	8
2.1.3. Concreto.....	8
2.1.4. Acero de Refuerzo	8
2.2. CAPACIDAD DE DEFORMACION	9
2.2.1. Albañilería	9
2.2.2. Concreto.....	10
2.2.3. Acero de refuerzo.....	11
2.3. TIPOS DE FALLA DE LA ALBAÑILERIA CONFINADA	12

2.3.1. Falla por Cortante	12
2.3.2. Falla por Flexion	13
2.3.3. Falla por interacción entre Cortante y Flexión.....	14
2.4. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA	15
2.4.1. Resistencia al Cortante.....	15
2.4.2. Resistencia ala Flexion	16
2.5. PREDICCIÓN DEL TIPO DE FALLA	17
2.6. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA	18
2.6.1. Comportamiento No-Lineal a Flexion	19
2.6.2. Comportamiento No-Lineal a Corte.....	19
2.7. MODELADO DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA	21
2.7.1. Fuerza Deformacion.....	21
2.7.2. Momento Curvatura	22
2.7.3. Momento Rotacion.....	23
2.8. MODELADO NO LINEAL DEL EDIFICIO	24
2.8.1. Curva de Capacidad	24
2.9. DESEMPEÑO SISMICO.....	29
2.9.1. Desempeño en muros de Albañileria	30
2.9.2. Punto de desempeño	31
3. DESARROLLO DE LA TESIS	34
3.1. INTRODUCCION	34
3.1.1. Generalidades.....	34
3.1.2. Descripción del proyecto	35
3.1.3. Normas Empleadas	35

3.1.4. Cargas de Diseño	36
3.1.5. Propiedades de los Materiales.....	37
3.2. PREDIMENSIONAMIENTO.....	39
3.2.1. Losa Maciza	39
3.2.2. Vigas Chatas y Peralgadas	39
3.2.3. Muros de Albañilería	40
3.2.4. Muros o Placas de Concreto Armado.....	42
3.3. METRADO DE CARGAS.....	43
3.3.1. Pesos unitarios y Cargas	43
3.3.2. Área Tributaria y Esbeltez	43
3.3.3. Detallado de cargas en el Muro Y6.....	45
3.3.4. Esfuerzo axial del muro	46
3.3.5. Esfuerzo axial máximo sobre un muro.....	46
3.3.6. Verificación del esfuerzo máximo sobre todos los muros	47
3.3.7. Cálculo de la carga vertical en cada muro.....	47
3.4. ANÁLISIS SISMICO	48
3.4.1. Generalidades.....	48
3.4.2. Cálculo del Peso Sísmico	52
3.4.3. Cálculo de fuerzas inerciales.....	57
3.4.4. Verificación de distorsiones de entrepiso.....	59
3.4.5. Fuerzas internas producidas por Sismo Moderado	61
3.5. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERÍA.....	62
3.5.1. Verificaciones para el diseño	62
3.6. DISEÑO	65
3.6.1. Muros de albañilería agrietados por sismo severo	65
3.6.2. Diseño de vigas de concreto armado.....	73

3.6.3. Diseño de placa de concreto armado.....	89
3.6.4. Diseño de losa maciza.....	97
3.7. MODO DE FALLA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL	101
3.7.1. Prediccion del modo de falla de los muros de albañileria confinada	101
3.8. ANALISIS NO LINEAL	103
3.8.1. Espectro de desplazamientos	103
3.8.2. Diagramas de momento curvatura y rotacion	105
3.8.3. Modelado No lineal.....	108
3.8.4. Punto de desempeño	101
4. COMENTARIOS	115
5. CONCLUSIONES	116
6. RECOMENDACIONES	119
7. REFERENCIA BIBLIOGRAFICA	120
ANEXOS	123
ANEXO 1.....	124
ANEXO 2.....	127
ANEXO 3.....	154
ANEXO 4.....	158
ANEXO 5.....	162
ANEXO 6.....	164
ANEXO 7.....	171
ANEXO 8.....	173
ANEXO 9.....	202
PLANOS	205

LISTA DE TABLAS

<i>Tabla 1: Ecuaciones para calcular los desplazamientos laterales de un muro de albañilería</i>	<i>22</i>
<i>Tabla 2: Niveles de desempeño sísmico FEMA</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 3: Coeficiente “Co”</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 4: Factor de modificación “C1”</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 5: Coeficiente “C2”</i>	<i>34</i>
<i>Tabla 6: Densidad de muros en dirección “X”</i>	<i>43</i>
<i>Tabla 7: Densidad de muros en dirección “Y”</i>	<i>44</i>
<i>Tabla 8: Esbeltez y área tributaria de muros en dirección “X”</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 9: Esbeltez y área tributaria de muros en dirección “Y”</i>	<i>46</i>
<i>Tabla 10: Resumen de esfuerzos máximo de muros debido la carga de gravedad</i>	<i>49</i>
<i>Tabla 11: Resumen de esfuerzos de muros debido a 100%CM+25%CV</i>	<i>50</i>
<i>Tabla 12: Propiedades de las secciones transformadas de los muros</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 13: Resumen de área tributaria y pesos por pisos de cada muro en dirección “X”</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 14: Resumen de área tributaria y pesos por pisos de cada muro en dirección “Y”</i>	<i>56</i>
<i>Tabla 15: Fuerzas inerciales para sismo moderado y severo</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 16: Resultados de derivas de entre piso MidasGen</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 17: Valores elásticos de cortante y momento del primer entrepiso MidasGen</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 18: Verificación de resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “X”</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 19: Verificación de resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “Y”</i>	<i>67</i>
<i>Tabla 20: Resultados de análisis estructural (carga última, cortante y momento)</i>	<i>92</i>
<i>Tabla 21: Resultados del programa PCA-Column.</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 22: Valores del espectro de aceleraciones y desplazamientos</i>	<i>106</i>

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura 1: Hipotesis de la metodología de diseño por Rotura.....</i>	<i>2</i>
<i>Figura 2: Degradacion de resistencia de muros confinados con diferentes relaciones de aspecto</i>	<i>3</i>
<i>Figura 3: Evolucion del daño estructural en un muro de albañileria confinada en funcion de la deriva de entrepiso</i>	<i>3</i>
<i>Figura 4: Pruebas de diferentes especimenes para el calculo de la curva constitutiva</i>	<i>9</i>
<i>Figura 5: Pruebas de diferentes especimenes para el calculo de la curva constitutiva</i>	<i>10</i>
<i>Figura 6: Grafica esfuerzo vs deformacion de Mander's para concreto confinado y no confinado</i>	<i>11</i>
<i>Figura 7: Grafica esfuerzo vs deformacion del acero.</i>	<i>12</i>
<i>Figura 8: Falla por corte, debido a la traccion diagonal y deslizamiento.</i>	<i>13</i>
<i>Figura 9: Falla por flexion, a)aplastamientos de la columna de confinamiento y b) Esquema de Voon y Ingham.</i>	<i>14</i>
<i>Figura 10: Falla por interaccion del corte-flexion a)Ensayos realizados por Shing,Noland y b) Ensayos realizados por Riahi.</i>	<i>15</i>
<i>Figura 11: Esquemas de cargas del muro a) Cargas actuantes y b)Seccion del muro y fuerzas producidas en el muro.</i>	<i>17</i>
<i>Figura 12: a)Representacon del muro con vigas de acople y b)Mecanismo a flexion.</i>	<i>18</i>
<i>Figura 13: Cruvas de capacidad de muros de albañileria con relacion de aspecto de 2-shedid.....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 14: Envolvente de fuerza cortante vs distorsion para diferentes muros con relacion de esbeltez a) realizando por Perez,Flores y Alcocer, b) Realizado por Voon y Inghan</i>	<i>21</i>
<i>Figura 15: Diagrama Momento vs curvatura en el programa Xtract 2002</i>	<i>23</i>
<i>Figura 16: Formacion de rotula plastica en muros</i>	<i>24</i>
<i>Figura 17: Diagrama Momento vs Rotacion según FEMA.</i>	<i>24</i>
<i>Figura 18: Discretizacion del comportamiento inelastico mediante rotulas en un portico de la estructura</i>	<i>25</i>
<i>Figura 19: Distribucion de cargas laterales sobre la estructura.</i>	<i>26</i>
<i>Figura 20: Patron de desplazaminto y el nodo de control del edificio.....</i>	<i>27</i>
<i>Figura 21: Cargas de gravedad de una edificacion</i>	<i>27</i>
<i>Figura 22: Representacion del pushover y la curva de capacidad.....</i>	<i>28</i>
<i>Figura 23: Formacion de las rotulas en la curva de capacidad</i>	<i>29</i>
<i>Figura 24: Criterio de las areas iguales.</i>	<i>29</i>
<i>Figura 25: Desplazamientos elasticos e inelasticos de la estructura.....</i>	<i>30</i>
<i>Figura 26: Puntos notables para el calculo de la ductilidad global.</i>	<i>31</i>
<i>Figura 27: Evolucion del daño estructural en muros de albañileria en funcion a su distorsion.</i>	<i>32</i>

<i>Figura 28: Representación Bilinealizada de la curva de capacidad.....</i>	33
<i>Figura 29: Planteamiento arquitectónico típico.</i>	37
<i>Figura 30: Distribución de los muros portantes</i>	40
<i>Figura 31: Sección transformada del muro “X1” y “Y1”.</i>	52
<i>Figura 32: Cuadro de ingreso de propiedades de sección del MidasGen.....</i>	53
<i>Figura 33: Vistas del modelo en 3D con MidasGen.....</i>	53
<i>Figura 34: Área tributarias de los muros confinados</i>	55
<i>Figura 35: Discretización de masas en cada diafragma (altura tributaria)</i>	56
<i>Figura 36: Vista en elevación del desplazamiento debido al sismo en dirección “X”</i>	61
<i>Figura 37: Vista en planta del desplazamiento debido al sismo en dirección “X”</i>	62
<i>Figura 38: Fuerzas actuantes en el muro confinado.....</i>	70
<i>Figura 39: Fuerzas de diseño en el muro confinado.....</i>	70
<i>Figura 40: Fuerzas internas de cortante y momento debido a la carga muerta.</i>	76
<i>Figura 41: Fuerzas internas de cortante y momento debido a la carga viva.</i>	77
<i>Figura 42: Fuerzas internas de cortante y momento debido al sismo.....</i>	77
<i>Figura 43: Fuerzas internas de cortante y momento debido a la envolvente de cargas</i>	77
<i>Figura 44: Disposición del acero de refuerzo en toda la viga</i>	81
<i>Figura 45: Fuerzas cortantes de diseño de vigas.....</i>	85
<i>Figura 46: Convención de signos de las fuerzas internas de la viga con sismo positivo.</i>	86
<i>Figura 47: Isostatización para el cálculo de fuerzas internas de la viga.....</i>	87
<i>Figura 48: Diagrama de cortante isostático.</i>	88
<i>Figura 49: Convención de signos de las fuerzas internas de la viga con sismo negativo.....</i>	88
<i>Figura 50: Isostatización para el cálculo de fuerzas internas de la viga.....</i>	89
<i>Figura 51: Diagrama de cortante isostático</i>	90
<i>Figura 52: Detallado tentativo de la placa “E”.....</i>	93
<i>Figura 53: Diagrama de interacción alrededor del eje “X”.....</i>	94
<i>Figura 54: Diagrama de interacción alrededor del eje “Y”.</i>	94
<i>Figura 55: Modelamiento 3D de la losa maciza.</i>	100
<i>Figura 56: Diagrama de momentos en dirección “Y” por unidad de longitud.....</i>	100
<i>Figura 57: Diagrama de cortante en dirección “Y” por unidad de longitud.....</i>	101
<i>Figura 58: Diagrama de momentos en dirección “X” por unidad de longitud.....</i>	101
<i>Figura 59: Diagrama de cortante en dirección “X” por unidad de longitud.</i>	101
<i>Figura 60: Mecanismo de falla a flexión.....</i>	104
<i>Figura 61: Espectro elástico de aceleraciones.....</i>	107

<i>Figura 62: Espectro elastico de desplazamientos</i>	107
<i>Figura 63: Muros confinados “XI”</i>	108
<i>Figura 64: Deformacion de la seccion del muro “XI”</i>	108
<i>Figura 65: Diagrama momento vs curvatura muro “XI”</i>	108
<i>Figura 66: Diagrama momento vs rotacion muro “XI”</i>	109
<i>Figura 67: a) Vista esqueletica y b) Vista renderizada del modelo</i>	110
<i>Figura 68: Etapas del modelo en diferentes estados de desplazamiento en direccion “X”</i>	111
<i>Figura 69: Estados limites de desempeño en direccion “X”</i>	112
<i>Figura 70: Etapas del modelo en diferentes estados de desplazamiento en direccion “Y”</i>	113
<i>Figura 71: Estados limites de desempeño en direccion “Y”</i>	113
<i>Figura 72: Curva de capacidad en direccion “X”</i>	114
<i>Figura 73: Curva de capacidad en direccion “Y”</i>	115
<i>Figura 74: a) Vista esqueletica y b) Vista renderizada del modelo</i>	160
<i>Figura 75: Etapas del modelo en diferentes estados de desplazamiento en direccion “X”</i>	160
<i>Figura 76: Estados limites de desempeño en direccion “X”</i>	161
<i>Figura 77: Etapas del modelo en diferentes estados de desplazamiento en direccion “Y”</i>	161
<i>Figura 78: Estados limites de desempeño en direccion “Y”</i>	162
<i>Figura 79: Curva de capacidad en direccion “X”</i>	162
<i>Figura 80: Curva de capacidad en direccion “Y”</i>	163

RESUMEN

El presente trabajo de investigación analizó el diseño sísmico de una edificación de 8 pisos con albañilería confinada, aplicando todos los criterios de resistencia y diseño de la norma técnica E0.70. Para la cual se propuso cambiar el modo de falla de los muros, de cortante a flexión, aumentando su relación de esbeltez ($\text{Altura/Largo} > 2$). Esta modificación aumenta sustancialmente la capacidad de deformación de los muros. Es decir, se puede aumentar la deriva de entrepiso de 0.005 a 0.007, para luego evaluar su desempeño frente a estas distorsiones de entrepiso, y verificar si la estructura es capaz de resistir las demandas solicitadas y hasta donde llega su capacidad sin afectar su seguridad estructural.

ABSTRACT

The present research will analyze the seismic design of an 8-storied confined masonry building, applying all the resistance criteria and the design of a technical standard E0.70. For which it was proposed to change the walls failures, from shear to flexion, increasing the slenderness ration ($\text{Height/Length} > 2$). This change substantrally increase the deformation capacity of the walls. So, we can increase these story drift of 0.005 to 0.007, then we can evaluate the performace against these story distortions, and check if the structure is able to withstand the requisted demands and until it's capacity arrives without afectt the structural safety.

INTRODUCCIÓN

Según El Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) existen aproximadamente 8 millones de viviendas particulares en el Perú, para una población de casi 30 millones. Cada año se tiene previsto un crecimiento poblacional de aproximadamente de 335 mil habitantes, lo cual demanda un mayor incremento de viviendas. Las densidades poblacionales en las zonas urbanas están creciendo en exceso, y la única manera de aumentar el número de viviendas sin alejarnos de las ciudades es el crecimiento vertical. Por este motivo es necesario investigar si es posible construir edificaciones de albañilería confinada de más de 5 pisos, cambiando el enfoque de diseño (falla a flexión) en el Perú, ya que, la norma E0.70 limita una altura máxima de 15 metros. Los antecedentes internacionales demuestran que no es seguro aumentar la altura a más de 15 metros en edificaciones cuya falla será por cortante, sin embargo, si demostráramos lo contrario, podríamos tener una alternativa de solución para edificaciones altas, en especial para la construcción de viviendas multifamiliares.

El Dr. Armando Terán Gilmore y su equipo de investigadores han venido estudiando la posibilidad de diseñar y predecir de forma segura y confiable, las edificaciones altas de albañilería confinada en la ciudad de México D.F. Después de revisar múltiples estudios experimentales y antecedentes de investigación llegamos a la conclusión, que sí se podría diseñar y construir edificios altos de albañilería, siempre y cuando se usen unidades cuya resistencia ($f^{\prime}b$) estén alrededor de los 200kg/cm² aproximadamente, además de aumentar la relación de esbeltez de los muros ($H/L > 2$). El Dr. Terán propuso diseñar este tipo de estructuras en base a un diseño por desempeño, partiendo de : Diseñar de acuerdo a las normas técnicas , pero sin tomar en cuenta las derivas máximas permitidas ; cambiar el modo de falla , y finalmente ; verificar la capacidad que tiene la estructura de acomodar daño sin comprometer su seguridad e integridad.

Un antecedente fue el estudio del daño estructural en muros de albañilería confinada en función de la distorsión angular, Téran (2013) citando a Torres (2007) donde se tomó una gráfica y se complementó con los estados límites de desempeño, congruentes con el nivel de daño sufrido por los muros. Complementario a esto, ensayos realizados por Pérez, Flores y Alcocer en México(2012) concluyeron que los muros con relación de esbeltez ($H/L > 2$) tienen baja rigidez inicial , pero una muy alta capacidad de deformación. Con estos antecedentes planteamos el diseño de una edificación de 8 pisos con albañilería confinada, respetando la norma técnica E0.70 para su diseño y resistencia, para luego verificar su capacidad estructural según la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA). Cabe resaltar que en el Perú contamos con unidades de albañilería “Tipo V” cuya resistencia a la compresión alcanza los 130 kg/cm² (San Bartolomé y Paola Angles - 2008), por lo que sostenemos que este proyecto es viable en diseño y construcción , además , se espera un buen desempeño ante solicitaciones de gravedad y sismo.

Para el modelado de este edificio se utilizó el método de la columna ancha en el rango elástico (Diseño), luego para simular el comportamiento en el rango No-lineal se modificó este método, agregándole resortes no lineales a flexión, es decir, calcular y agregar sus *diagramas momento curvaturas* de cada uno de los elementos. Con estas modificaciones se pudo verificar la capacidad que tiene la estructura y el nivel de daño que sufrió frente a estas nuevas condiciones.

1. PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1. EL PROBLEMA

1.1.1. Delimitación.

En la actualidad existente diversos tipos de sistemas estructurales con el cual construir edificaciones, por ejemplo, los más comerciales son: El concreto armado, acero estructural, madera y albañilería reforzada (confinada y armada). Pero la albañilería es el material más usado en la construcción de viviendas por ser de: bajo costo, fácil adquisición y mano de obra disponible.

El uso de la albañilería reforzada en la construcción de edificaciones se viene estudiando desde los años 70's y 80's, fruto de esto en el año 1982, se publicó la primera versión de la norma técnica (E-070), en donde se implantó la metodología de diseño por esfuerzos admisibles, dando origen a suponer que los requisitos de diseño se formularon de tal manera que la falla del muro confinado seria por flexión, ya que, tiene una excesiva resistencia al corte (San Bartolomé).

Alrededor de los 90's propusieron una nueva forma de diseñar la albañilería confinada, la filosofía del método a la rotura. Esta tiene dos supuestos muy importantes; el primero es que, bajo acción de un sismo moderado la edificación incurra en el rango elástico-lineal , y bajo la acción de un sismo severo, en el rango No-lineal, pero sin comprometer la rigidez del sistema debido a la degradación de resistencia (Ver Figura 1). Con estos nuevos supuestos se actualizó la norma técnica (E-070-2006).

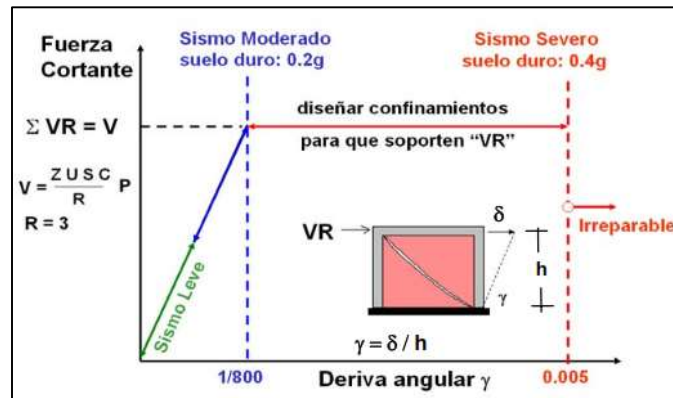


Figura 1. Hipótesis de la metodología de diseño por Rotura

Fuente: Ángel San Bartolomé. (2005). Comentarios de la norma técnica de edificaciones E0.70. Perú: SENCICO.

Las ecuaciones de la norma técnica E-070 consideran, en lo referido a albañilería confinada, que el muro primero fallará por cortante antes que por flexión, para ello se requiere edificaciones con muros de baja relación de aspecto (Esbeltez), y construcciones de no más de cinco pisos o quince metros de altura. Según los estudios e investigaciones realizados por los ingenieros Juan Pérez Gavilán, Leonardo Flores y Sergio Alcocer, demuestran que la capacidad de deformación del muro depende de muchas variables, entre ellas: Relación de esbeltez, cuantías de refuerzo horizontal y vertical del muro, y elementos de arriostre y tipo de unidades de albañilería. En los ensayos realizados se demostró que los muros con baja relación de aspecto ($H/L < 1$) llegaron a tener una falla a corte muy poco dúctil, y los muros con relación de aspecto ($1 < H/L < 2.5$) mostraron una alta capacidad de deformación, y una degradación de resistencia mucho más lenta que los muros robustos ($H/L < 1$), presentándose así una falla dúctil. (Ver Figura 2).

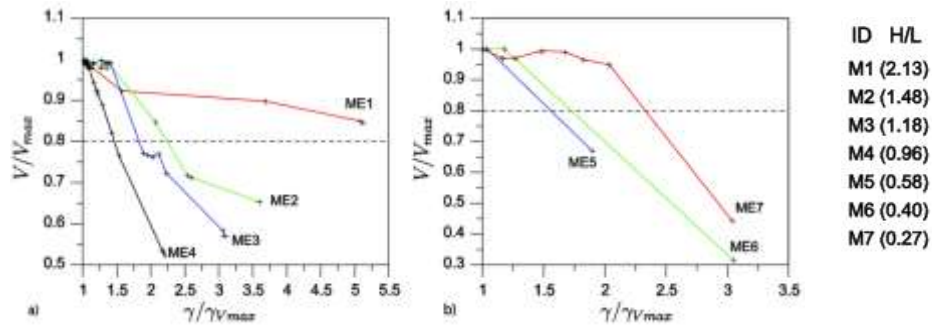


Figura 2. Degradación de resistencia de muros confinados con diferente relación de aspecto

Fuente: J. Perez Gavilan, L Flores y S. Alcocer. (2013). Efectos de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1, pp 56-76.

El Dr. Armando Terán Gilmore y su equipo de investigadores estudiaron la posibilidad de construir de forma segura y viable edificaciones altas de albañilería confinada en la ciudad de México. Llegando a la conclusión que podría ser posible la construcción de edificios altos de albañilería, siempre y cuando se usen unidades de alta resistencia, y se aumente la relación de esbeltez de los muros ($H/L > 2$). Teniendo así un cambio de su comportamiento, es decir, fallaron a flexión antes que por cortante. Esto permitió aumentar la deriva de entre piso de 0.005 a 0.007, sin comprometer su seguridad y desempeño (Ver figura 3).

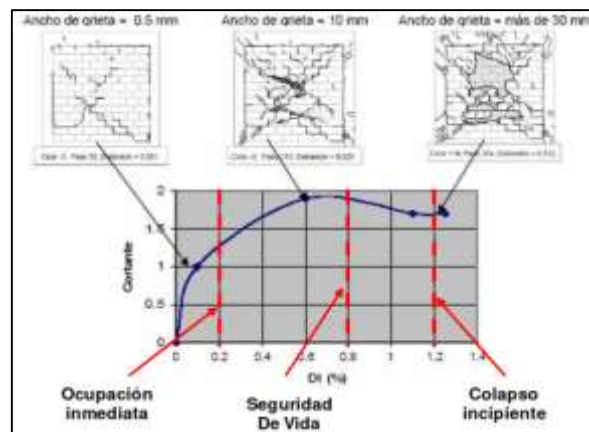


Figura 3. Evolución del daño estructural en un muro de albañilería confinada en función la deriva de entre piso.

Fuente: A. Terán Gilmore, D. Arroyo Espinoza y J. Ruiz García. (2009). Diseño por desempeño ¿El futuro para el diseño de las estructuras de mampostería?. *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*, 1, pp 1-29.

De lo expuesto con anterioridad se planteó un diseño estructural de una edificación alta de albañilería confinada (para este trabajo se contempló como edificaciones altas a las que superen los 5 pisos o 15 metros de altura), siguiendo la propuesta del “Dr. Armando Terán Gilmore” , pero con las características culturales que representen nuestra realidad trujillana .Partiendo en primer lugar en conseguir el material propicio, el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS), y finalmente plantear una arquitectura típica de edificaciones altas de albañilería en el Perú, para luego verificar su desempeño, viabilidad y seguridad.

1.1.2. Antecedentes

En nuestro medio se realizaron varias investigaciones tendientes determinar técnicas de evaluación y reforzamiento sismo resistente. Algunas de éstas, que nos han servido de guía, las detallamos a continuación:

- Espinosa Cazarin, Eric F. (2013). *Diseño sismoresistente de edificios altos de mampostería*. Tesis para optar el grado de Maestro en Ingeniería Civil, Programa de maestría y doctorado en ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Valenzuela Tapia, Enrique. (2010). *Sobrerresistencia en estructuras de mampostería*. Tesis para optar el título de Maestro en Ingeniería Civil, División de Ciencias Básica e Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco.
- Delgadillo Alanya, Julio E. (2005). *Análisis no lineal estático de estructuras y la norma E-030*. Tesis para optar el grado de Maestro en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.

1.1.3. Formulación del Problema

1.1.3.1. Problema General

¿Qué aspectos deben complementar a la Norma Técnica E-070 para lograr el diseño de una edificación en albañilería confinada de más de cinco pisos?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivo General

Desarrollar una metodología para el diseño de una edificación de albañilería confinada de más de 5 pisos.

1.2.2. Objetivos Específicos.

- a) Elaborar el diseño arquitectónico
- b) Plantear la Estructuración
- c) Efectuar el análisis estructural
- d) Diseñar los elementos de acuerdo a la norma técnica E.070 y E.060.
- e) Verificar modo de falla en los muros
- f) Llevar acabo el análisis estático No – lineal (Pushover)
- g) Revisar el desempeño estructural

1.3. Metodología y Tipo de Investigación

1.3.1. Metodología

Para el presente estudio se empleó el Método Descriptivo-Applicativo; es decir describir y analizar sistemáticamente lo que existe con respecto a las variaciones o las condiciones de la situación, aplicando luego lo encontrado a un modelo específico.

1.3.2. Tipo y Nivel

De acuerdo a los propósitos de la investigación y a la naturaleza de la investigación aplicativa, se empleara la forma Descriptiva-Applicativa.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. COMPORTAMIENTO DE LOS MATERIALES

Los muros de albañilería confinada están conformados por ladrillos de arcilla asentados con mortero, columnas y vigas de confinamiento de concreto armado, y en la mayoría de los casos con refuerzo horizontal. Podemos decir que los muros de albañilería es un resultado de combinar 4 materiales con diferentes propiedades mecánica muy diferentes si lo tratamos individualmente, pero, en conjunto resulta un sistema muy atractivo para uso estructural.

2.1.1. Ladrillo.

Las unidades de albañilería de arcilla son las más usadas hoy en día para la construcción de viviendas. Desde los inicios de la construcción con albañilería confinada se tuvo muy poco control en la fabricación del ladrillo, lo que conlleva a tener una muy alta variabilidad de sus propiedades mecánicas en un mismo elemento. Ahora, para el uso de este tipo de edificaciones necesitamos tener un mayor control de calidad en la fabricación de estos, es decir, dejar de lado el uso de ladrillo “artesanal”, y comenzar a usar ladrillos maquinados hecho con un mayor control de calidad.

La norma peruana E.070 determina las propiedades mecánicas de la albañilería, en base a unos registros históricos o mediante ensayos empíricos realizados a unidades de albañilería típicas en esa época. Es preciso aclarar que para este tipo de edificaciones es necesario actualizar estos parámetros de la norma, ya que hoy en día contamos con una mejor calidad de materiales y tecnología de fabricación de estos tipos de unidades.

2.1.2. Mortero.

Según la norma técnica E.070 el mortero está constituido por una mezcla de aglomerantes y agregado fino a los cuales se añade una máxima cantidad de agua, para asegurar su trabajabilidad y adherencia pero sin segregación de la misma.

Las características más importantes que se deben tener en cuenta de este material son la adherencia y deformabilidad, dejando en segundo plano la resistencia a compresión (Miranda y Tena 1999). Se debe tener en cuenta que para calcular estas características y/o propiedades innatas de este material es un poco complicado, por la razón que las condiciones y circunstancias con las que se realiza el mortero en obra son únicas, y pueden variar significativamente de un lugar a otro.

2.1.3. Concreto.

El concreto forma parte de los sistemas de confinamientos de los muros de albañilería simple, y tiene la responsabilidad de confinar y absorber una parte del cortante actuante y de la fuerza de compresión cuando esto se sujeta a un sismo.

Se debe tener cuidado en usar un tipo de concreto similar en rigidez al de la unidad de albañilería, para asegurar que estos dos materiales trabajen correctamente en conjunto, y no tiendan a separarse por sus diferencias significativas de rigidez.

2.1.4. Acero de refuerzo.

Dado que la albañilería y el concreto, son materiales frágiles, es decir no son buenos para resistir fuerzas de tracción que muchas veces son generadas por los momentos debido a un sismo. Es ahí donde se ve la necesidad de emplear un material dúctil (acero) que en combinación conjunta con los demás materiales podrían formar un elemento relativamente dúctil.

2.2. CAPACIDAD DE DEFORMACION

2.2.1. Albañilería.

El cálculo de capacidad de deformación de la albañilería se puede tomar de referencias múltiples estudios de investigación internaciones y locales sobre el comportamiento a compresión de la albañilería o también calcular en laboratorio cual sería el comportamiento de esfuerzo vs deformación de la albañilería cuando se sujeta a una fuerza de compresión axial.

En este trabajo se tomó como referencia los estudio realizado por la ASCE, la cual determinan ecuaciones para la construcción del diagrama constitutivo de esfuerzo vs deformación de la albañilería, a partir de, ensayar pruebas a compresión simple de pilas de albañilería.

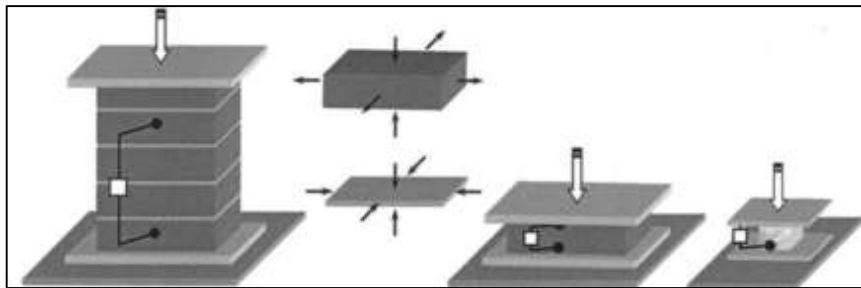


Figura 4. Pruebas de diferentes especímenes para el cálculo de la curva constitutiva

Fuente: Hemant B. Kaushik, Durgesh C. Rai and Sudhir K. Jain. (2007). *Stress-Strain Characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. Journal of materials in civil, Engineering, ASCE, I, pp 728-739.*

Resultado de estos ensayos realizados por la ASCE, corroboraron que el comportamiento de la albañilería simple es muy similar al del concreto no-confinado, por lo que tomaron el diagrama realizado por Kent-Park y lo modificaron para adecuarlo a la albañilería. Este diagrama lo dividieron en 3 zonas, la primera en una relación parabólica, luego una relación lineal y finalmente una relación constante (Ver figura 5).

Ecuaciones:

De $0 < \varepsilon_m < 0.0015$

$$\text{Zona 1: } f_m = 1.067 \times f'_m \times \left[\frac{2 \times \varepsilon_m}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_m}{0.002} \right)^2 \right] \quad (\text{Ecuacion1})$$

$$\text{Zona 2: } f_m = f'_m \times [1 - Z_m \times (\varepsilon_m - 0.0015)] \quad (\text{Ecuacion2})$$

Donde:

$$Z_m = \frac{0.5}{\left[\frac{3 + 0.29 \times f_j}{145 \times f_j - 1000} \right] - 0.002} \quad (\text{Ecuacion3})$$

$$\text{Zona 3: } 0.2 \times f'_m \quad (\text{Ecuacion4})$$

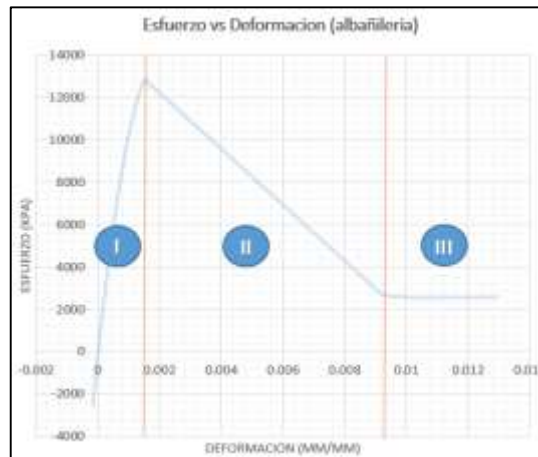


Figura 5. Pruebas de diferentes especímenes para el cálculo de la curva constitutiva

Fuente: Propia

2.2.2. Concreto.

El concreto por lo general se encuentra en los extremos de los muros de albañilería confinada, precisamente en las columnas y vigas de confinamiento, estos son los que dan la estabilidad y la ductilidad a los muros de albañilería. Para el cálculo de las curvas constitutivas de esfuerzo vs deformación se tomó como

referencia el modelo de Mander's, tanto para concreto confinado, como para no confinado.

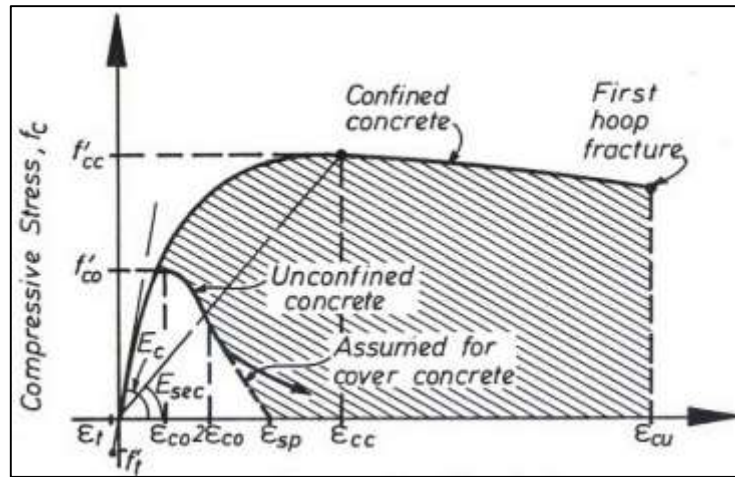


Figura 6. Grafica esfuerzo vs deformación de Mander's para concreto confinado y no confinado

Fuente: J.B.Mander, M.J:priestley and R.Park. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete. ASCE, I, pp 1804-1825.

2.2.3. Acero de refuerzo.

El acero es el encargado de adsorber las deformaciones axiales de tracción y a veces a compresión, y así darle al muro la suficiente ductilidad para resistir posibles momentos generados por sismo.

Para modelar el diagrama esfuerzo vs deformación de este material se pueden usar modelos ya calibrados y patentados, como también realizar ensayos de laboratorio y así poder el verdadero comportamiento del material a utilizar. En esta ocasión utilizaremos el modelo completo del acero grado 60(ver figura 7)

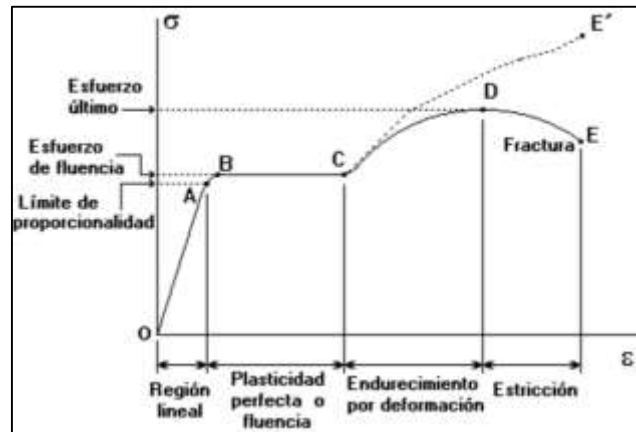


Figura 7. Grafica esfuerzo vs deformación del acero

Fuente: Propia

2.3. TIPOS DE FALLA DE LA ALBAÑILERÍA CONFINADA

El modo de falla de un muro de albañilería depende principalmente de su relación de aspecto (Altura/longitud), además, también influye la carga axial y su cuantía de refuerzo vertical y horizontal tanto en el muro como en sus confinamientos (Espínosa y Terán).

Las formas típicas de fallas de un muro de albañilería son: Corte, flexión y la interacción entre cortante y flexión.

2.3.1. Falla por Cortante.

La falla por corte es una de las más comunes en los muros robustos con baja relación de esbeltez, debido a esta configuración el muro tiende a sufrir una falla frágil, con poca capacidad de deformación.

Las fallas por corte comienzan con un agrietamiento diagonal en el paño de albañilería, luego se va prolongando hasta llegar a los extremos de las columnas de confinamiento, donde finalmente llegan a causar un daño excesivo y/o falla del muro debido a los constantes cambios de esfuerzos y cargas. Además, cuando existen muros con baja carga axial, no siempre la falla es por tracción diagonal, sino que es por deslizamiento, la cual tiene como característica una grieta casi

horizontal muy próxima a la base, esto pasa cuando las fuerzas sometidas por el sismo inducen una fuerza mayor que la fuerza resistente a la fricción de la base del muro o la junta de mortero que une a las piezas de ladrillo.



Figura 8. Falla por corte, debido a la tracción diagonal y deslizamiento (San Bartolomé).

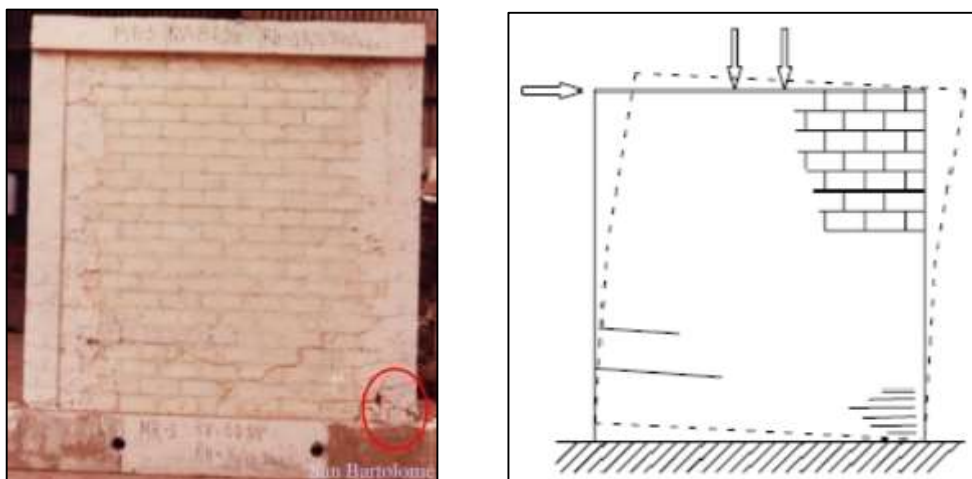
Fuente: Angel San Bartolome. (2005). Comentarios de la norma técnica de edificaciones E0.70. Peru: SENCICO.

La inclusión de refuerzo horizontal cada cierta hilada de ladrillo, pueden ayudar a aumentar la capacidad de deformación y una mejor distribución de daño en todo el paño del muro.

2.3.2. Falla por Flexión.

La falla por flexión se da principalmente en los muros con alta relación de esbeltez, donde el daño se concentra en los extremos o en la cercanía a estos, ya que el muro desarrolla esfuerzos grandes de tracción y compresión sobre todo en los extremos, los cuales conllevan en ocasiones a una falla por aplastamiento del concreto de los elementos de confinamiento (Talón) y también a su vez una falla por pandeo del refuerzo longitudinal.

Este tipo de falla acompañado con un buen detallado del refuerzo en los confinamientos, dará lugar a una falla estable de manera dúctil, la cual tendrá mayor capacidad de disipar energía cuando se someta a un sismo.



a).

b).

Figura 9. Falla por flexión, a) aplastamiento de la columna de confinamiento y b) Esquema de Voon y Ingham

Fuente: a) San Bartolome. (2005). Visita Virtual al Laboratorio de estructuras de la PUCP. PUCP, I, pp 1-56. Y b) Eric Espinosa (2013). Diseño sismoresistente de edificios altos de mampostería (Tesis de Mestría). Universidad nacional autónoma de Mexico, Mexico

2.3.3. Falla por interacción entre Cortante y Flexión.

Esta falla se caracteriza por la formación de grietas horizontales, seguido del inicio de la fluencia del refuerzo vertical de la columna de confinamiento en la zona de tracción del muro y también por el aplastamiento de los elementos en la zona de compresión, y a la vez se forman grietas diagonales en panel del muro (Espinosa y Terán). Este tipo de falla es relativamente dúctil si se logra controlar o estabilizar con el detallado respectivo.

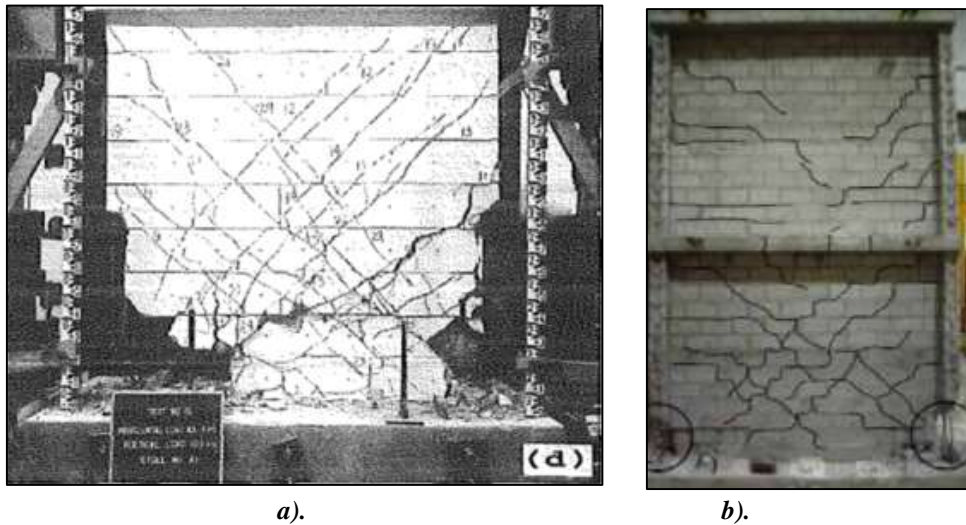


Figura 10. Falla por interacción del cortante - flexión a) ensayos realizado por Shing, Noland, b) Ensayos realizados por Riahi

Fuente: Eric Espinosa (2013). Diseño sismoresistente de edificios altos de mampostería (Tesis de Mestría). Universidad nacional autónoma de México, México

2.4. RESISTENCIA A LOS ESFUERZOS DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA

La resistencia a los esfuerzos, ya sea al cortante o a la flexión de los muros, esta gobernadas su configuración, es decir por el armado de refuerzo, calidad del ladrillo y su geometría. La norma peruana nos da una ecuación de cuanto es lo que resiste un muro al cortante, pero no especifica cuanto es su momento resistente. Para el cálculo del momento resistente se hacen algunas simplificaciones y aproximaciones que nos dan una tentativa de cuánto podría ser el momento resistente de cualquier muro de albañilería confinada.

2.4.1. Resistencia al cortante.

La ecuación de resistencia al agrietamiento diagonal, a la cual la normal hace mención fue obtenida mediante múltiples ensayos de laboratorio, la cual no solo tiene en cuenta el esfuerzo de la albañilería, sino también su carga axial y el muy

importante factor de corrección de esbeltez. El factor de esbeltez corrobora que cuando un muro es esbelto es sometido a fuerzas laterales, el momento generado por estas fuerzas, inducen fuerzas normales que aumentan el esfuerzo a la tracción diagonal, por lo tanto cuando un muro tiene mayor relación de esbeltez más rápido será su agrietamiento a la tracción diagonal.

Formula del cortante resistente V_m :

Unidades de Arcilla y de concreto: $V_m = 0.5v'm.\alpha.t.L+0.23P_g$ (Ecuacion5)

Unidades Silico-calcareas: $V_m = 0.35v'm.\alpha.t.L+0.23P_g$ (Ecuacion6)

Donde:

$v'm$: resistencia característica a corte de la albañilería (ver 5.1.8 y 5.1.9-E0.70))

P_g : Carga gravitacional de servicio, con sobrecarga reducida (NTE E0.30)

t : Espesor del muro (ver 2.1.13- E0.70)

L : Longitud total del muro (incluyendo a las columnas en el caso de muros confinados)

α : Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{V_e.L}{M_e} \leq 1 \quad (E070 - 26.3)$$

Donde:

V_e : Es la fuerza cortante del muro obtenida del análisis elástico

M_e : Es el momento del muro obtenido del análisis elástico

2.4.2. Resistencia a la Flexión.

Para que el cálculo de la resistencia a la flexión de un muro parte de, suponernos varias hipótesis muy similares a la del concreto, como por ejemplo:

- ✓ Secciones planas permanecen planas antes y después de la flexión
- ✓ Se conoce la curva esfuerzo vs deformación de los materiales
- ✓ El acero de refuerzo es el único que resiste los esfuerzos a tracción, despreciando el pequeño aporte que resiste la albañilería y concreto
- ✓ La albañilería se comporta con un material uniforme y homogéneo

Además, se tiene que realizar algunas simplificaciones e igualdades para poder tener cálculo aproximado de cuanto es el valor del Momento resistente. Partiendo de suponer que cuando a un muro lo someten a una carga lateral, este tiene un extremo que está en total compresión y el otro en total tracción. De este supuesto se igualan las fuerzas resistente a compresión del concreto más la carga axial del muro con la fuerza a tracción resistente del acero vertical del confinamiento, de esa igualdad calculamos la longitud del bloque de compresiones del concreto. Luego de saber cuál es la longitud del bloque de compresiones calculamos el Momento resistente del muro en función de área de acero y de su carga axial.

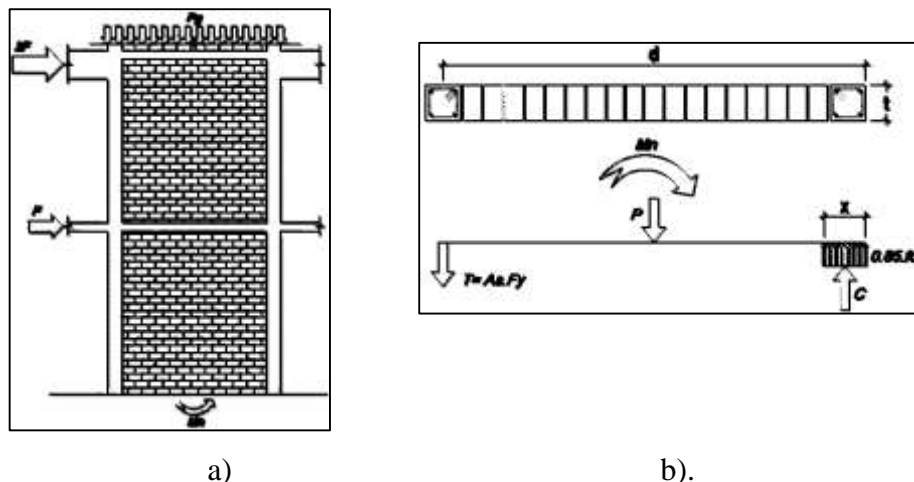


Figura 11. Esquema de cargas del muro a.) Cargas actuantes y b.) Sección del muro y fuerzas producidas en el muro

Fuente: Propia

2.5. PREDICCIÓN DEL TIPO DE FALLA

La predicción del tipo de falla depende de que resistencia (corte o flexión) se agote primero. La norma Peruana promueve que los muros fallen por corte antes que por flexión, pero ahora para esta nueva propuesta de edificios de más de 5 pisos, se busca tener una falla dúctil, es decir que el cortante plástico producido por el momento nominal, sea menor que el cortante resistente del muro. De esta manera el muro falla por flexión antes que por cortante.

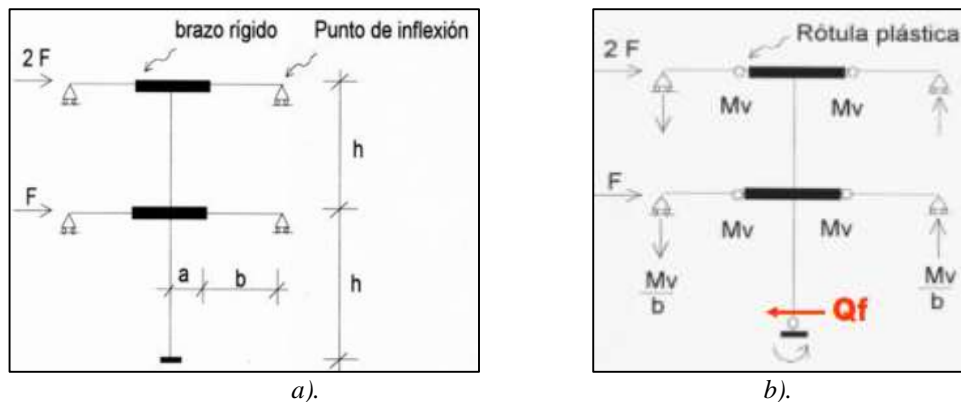


Figura 12. a.) Representación del muro con vigas de acople y b.) Mecanismo a flexión
Fuente: Angel San Bartolome, Daniel Quiun, Wilson Silva. (2011). *Diseño y construcción de estructuras sismoresistentes de albañilería*. Peru: PUCP.

2.6. COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MUROS DE ALBAÑILERÍA

Es muy importante saber cómo se comportan los muros y todos los elementos más allá de su rango lineal, ya que ahora se está permitiendo que la estructura sufra daño cuando se sujetan a sismo de gran intensidad, por lo tanto debemos saber hasta dónde permitir que se dañe la estructura sin comprometer su integridad estructural. Para esto tenemos que partir de lo particular a lo general, es decir primero saber cómo se comportar un solo muro de albañilería cuando se le somete a grandes cargas y deformaciones, para luego poder tener una idea de cómo se comportaría toda la estructura en general.

En la ingeniería existen dos fuentes de como calibrar modelos no lineales, la primera es mediante la observación de estructuras existentes que han sido sometidas a diferentes sollicitaciones y la segunda mediante pruebas y ensayos de laboratorio (Espinosa y Terán).

Debido a la muy poca información que se tiene en el medio local sobre el comportamiento de muros esbeltos, se recurrió a información de ensayos internacionales para tener una noción más clara de cómo se comportan este tipo de muros.

2.6.1. Comportamiento No-Lineal a Flexión.

Este comportamiento permite que el muro presente grandes deformaciones sin pérdida significativa de su rigidez y además, disipa una gran cantidad de energía de manera estable.

Estudios realizado por Perez, Flores y Alcocer en el 2013, muestran que los muros esbeltos muestran una baja degradación de rigidez como de resistencia y es estable a pesar de sufrir grandes deformaciones, estos ensayos verifican lo que dijo Shedid en el 2009, donde el probó muros esbeltos con diferente distribución de refuerzo y carga axial. Estos ensayos demuestran que el muro puede soportar deformaciones del orden de 0.010 de manera muy estable, y que el límite de 0.005 es muy bajo para este tipo de muros con relación de esbeltez de 2.

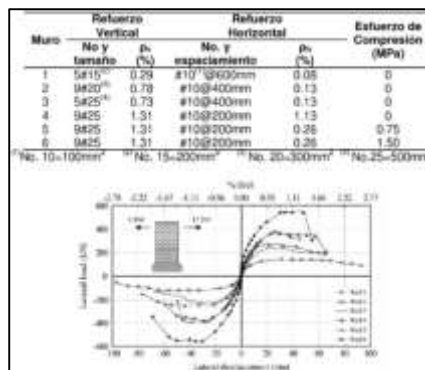


Figura 13. Curvas de capacidad de muros de albañilería con relación de aspecto de 2 (Shedid)
Fuente: Eric Espinosa (2013). Diseño sísmoresistente de edificios altos de mampostería (Tesis de Mestría). Universidad nacional autónoma de Mexico, Mexico

2.6.2. Comportamiento No-Lineal a corte.

El comportamiento de un muro de albañilería que daña por corte, es uno de los más estudiados a nivel internacional y sobre todo en el Perú, ya que nuestra norma fue realizada con el criterio de falla a la rotura, donde principalmente se fomenta la falla a corte de estos tipos de muros. En el Perú se estudió la influencia que tiene relación de esbeltez en un muro de albañilería, si bien la relación de esbeltez reduce la resistencia al corte de los muros, pero aumenta su capacidad de deformación. Si bien, no se tiene mayor registro a nivel nacional sobre el comportamiento y resistencia exacta a corte que tiene un muro esbelto, en otros países también se han realizado estudios de comparación entre muro robustos y esbeltos y llegan a la misma conclusión, que los muros robustos tiene mayor una mayor resistencia inicial e incluso una sobre resistencia post agrietamiento, pero una pedida muy rápida de rigidez en su ciclo. Caso que no ocurre con los muros esbeltos, ya que estos muestran una resistente al corte algo menor, pero una muy lenta perdida de rigidez. Estos estudios a nivel internacional lo realizo primero Voon y Inghan en el 2006 y lo ratificaron Pérez, Flores y Alcocer en el 2013, estos tres ultimo investigadores mexicanos, también notaron que la inclusión de refuerzo horizontal en las juntas del muro de albañilería, aumentan su capacidad resistente máxima y sobretodo la capacidad de deformación ultima.

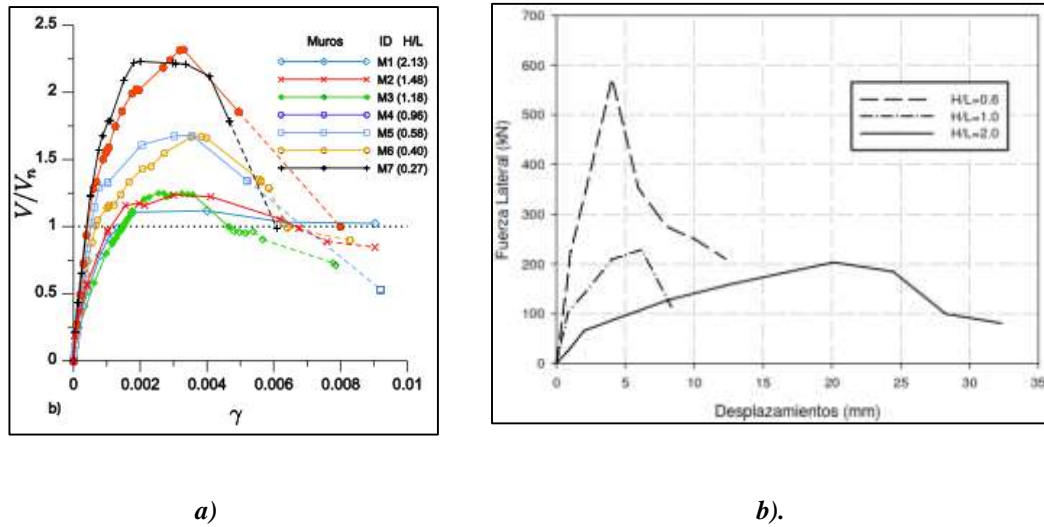


Figura 14. Envolvente de fuerza cortante vs distorsión para diferentes muros con relación de esbeltez a) realizado por Pérez, Flores y Alcocer, b) realizado por Voon y Inghan

Fuente: a) J. Perez Gavilan, L Flores y S. Alcocer. (2013). Efectos de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 1, pp 56-76. Y b) Eric Espinosa (2013). *Diseño sísmoresistente de edificios altos de mampostería (Tesis de Maestría)*. Universidad nacional autónoma de México, México

2.7. MODELADO DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA

Es muy importante saber cuál es forma correcta de representar el comportamiento no lineal de los muros tanto para flexión como para corte, ya que de esto dependerá cuan dúctil o cuan frágil será su comportamiento del muro en estudio. El diagrama momento curvatura, representar el comportamiento no lineal a flexión y el diagrama fuerza deformación su comportamiento no lineal a corte.

2.7.1. Fuerza Deformación.

Estudios realizados por Flores y Alcocer, demuestran que la capacidad que tiene el muro de deformarse depende básicamente primero de su rigidez inicial (ver ecuación 1) hasta llegar al agrietamiento, pasado el agrietamiento la capacidad de deformación solo depende si tiene refuerzo horizontal.

Ecuación 1: $K_o = \left[\frac{H^3}{12EI} + \frac{H}{GA} \right]^{-1}$ (Ecuacion7)

Además, ellos definen tres límites de deformación y desplazamiento, el primero lo llaman límite de agrietamiento, segundo el límite máximo y tercero el límite último, cabe resaltar que estos límites fueron resultado de ensayos de muros de relación de esbeltez menores a 1. La diferencia mostrada entre los muros robustos y los esbeltez, es que los muros esbeltos no tiene una sobre resistencia después del agrietamiento, por lo que se tomó esta investigación pero si considerar un aumento de resistencia post agrietamiento.

Desplazamiento Lateral	Mampostería Confinada sin refuerzo horizontal	Mampostería Confinada con refuerzo horizontal
Agrietamiento	$\Delta_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_o H} H_{ent}$	$\Delta_{agr} = \frac{V_{agr}}{K_o H} H_{ent}$
Máximo	$\Delta_{max} = 0.003 H_{ent}$	$\Delta_{max} = 0.006 H_{ent}$
Último	$\Delta_{ult} = 0.005 H_{ent}$	$\Delta_{ult} = 0.010 H_{ent}$

Tabla1. Ecuaciones para calcular los desplazamientos laterales de un muro de albañilería

Fuente: Enrique Valenzuela Tapia (2010). *Sobrerresistencia en estructuras de mampostería (Tesis de Maestría).* Universidad autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco, México

2.7.2. Momento Curvatura.

Dada toda la evidencia experimental que confirma que la teoría a flexión desarrollada para los elementos dúctiles de concreto armado es aplicable para los muros de albañilería con esbeltez mayor o igual a 2 que son detallados y diseñados para fomentar una respuesta estable a flexión.(Espinosa y Terán). Para construir el diagrama momento curvatura de un muro de albañilería es necesario conocer las siguientes características mecánicas de los materiales que lo conforman.

- ✓ Curva esfuerzo vs deformación de la albañilería
- ✓ Curva esfuerzo vs deformación del concreto confinado y no confinado
- ✓ Curva esfuerzo vs deformación del acero de refuerzo

El cálculo del diagrama momento vs curvatura se desarrolló con el programa XTRACT el cual discretiza a todo el elemento en fibras diferenciando los materiales del elemento, a los cuales se puede asignar sus propiedades constitutivas de esfuerzo-deformación. Además, se tiene que tener en cuenta la longitud de la articulación plástica, la cual se puede calcular en función a la longitud del muro, esta suposición es bastante aproximada y simplificada, pero para nuestros fines de realizar un método implicado va del todo bien.

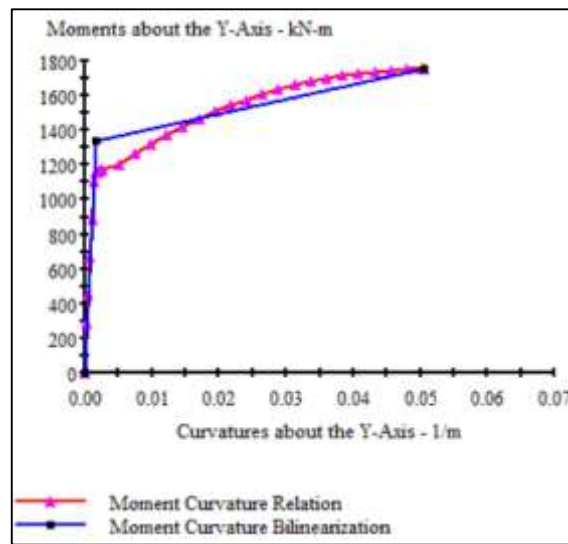


Figura 15. Diagrama Momento vs Curvatura en el programa Xtract 2002

Fuente: Propia

2.7.3. Momento Rotación.

Para el cálculo del diagrama momento rotación, se hace una simplificación aproximada debido a que se está asumiendo que la teoría a flexión para elementos esbeltos de concreto se cumple también para muros de estas. Se asume que el daño en el muro se concentrará en la longitud de rótula plástica “ L_p ”. Esta longitud de rótula es aproximadamente de 0.4 o 0.5 la longitud del muro en planta.

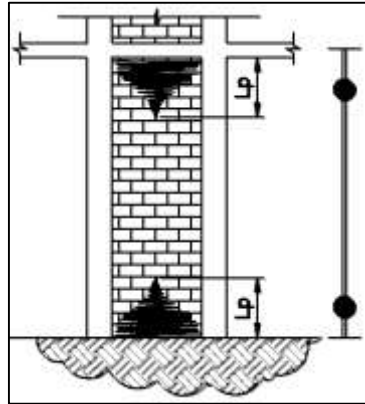


Figura 16. Formación de rótula plástica en Muros

Fuente: Pripia

Este supuesto permite realacionar el diagrama momento curvatura con el momento giro, es decir solo mutiplicando cada curvatura del muro por la longitud de la rótula plastica efectiva se obtendria el giro.

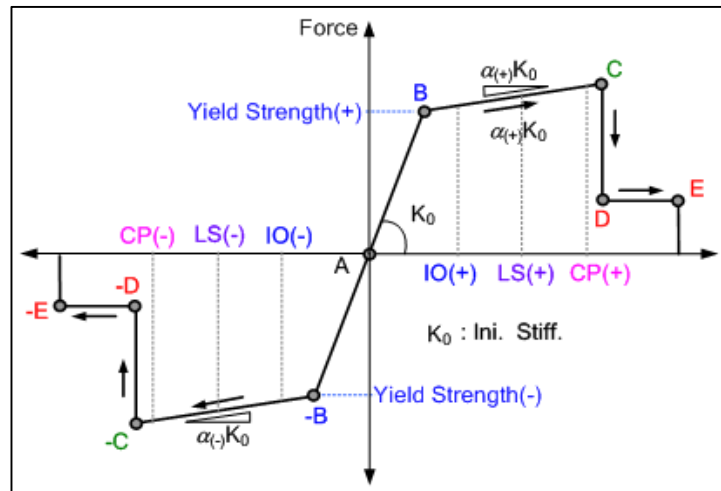


Figura 17. Diagrama Momento vs Rotación según el FEMA

Fuente: Software Midas Gen 2015

2.8. MODELADO NO LINEAL DEL EDIFICIO

Un modelo simplificado para representar el comportamiento de los muros de albañilería confinada es el modelo de la columna ancha (elementos barra), pero para representar sus propiedades no lineales de los elementos se modifica el

modelo de la columna ancha agregándole resortes no lineales a flexión y si fuera necesario a corte, en cada extremos de dichos elementos. Este modelo no se consideró la degradación del cortante en los muros, por la razón que se comprobó mediante un análisis manual que el muro fallaría primero por flexión antes que por cortante.

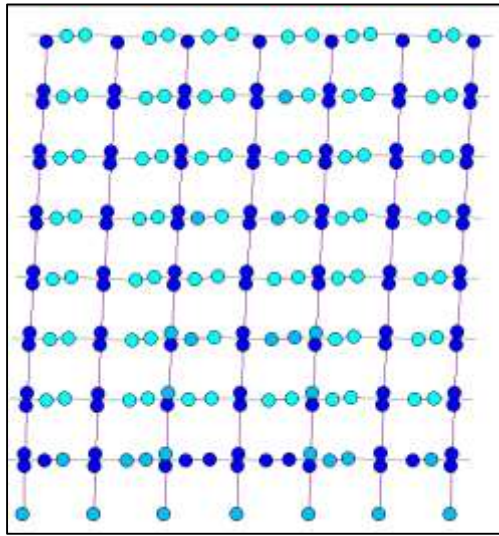


Figura 18. Discretización del comportamiento inelástico mediante rotulas en un pórtico de la estructura

Fuente: Propia

El modelo que se usó considero 6 tipos de rotulas para vigas y 40 tipos de rotulas para los muros de albañilería representados por la columna ancha, la unión entre las vigas y la columna ancha se consideró infinitamente rígida (Brazo rígido).

2.8.1. Curva de Capacidad.

Para el calculo de la curva de capacidad global de la estructura se realizo un analisis estatico no lineal, mas conocido como el analisis Pushover. La curva de capacidad esta relacionada con la fuerza aplicada en la base y sus desplazamientos debido a esta, ademas se considera el deterioro progresivo de la capacidad que tienen los elementos que conforman la estructura, hasta llegar a formar un mecanismo y la estructura colapse. Teniendo en cuenta lo anterior la curva

muestra cuan ductil puede ser la estructura una vez alcanzada su capacidad maxima de soportar carga y su capacidad de deformarse sin llegar a colapsar.

✓ **Análisis de Acciones incrementales Pushover**

En análisis Pushover significa aplicar a la estructura un patrón de cargas laterales de manera monotónica hasta lograr el colapso de la misma y así medir su capacidad máxima de desplazamientos de la estructura.

Los patrones de acciones laterales aplicados sobre la estructura se pueden medir en función del desplazamiento o con un sistema de cargas laterales.

Los patrones de cargas laterales más usados son: Uniforme, triangular y parabólica (Bonett).

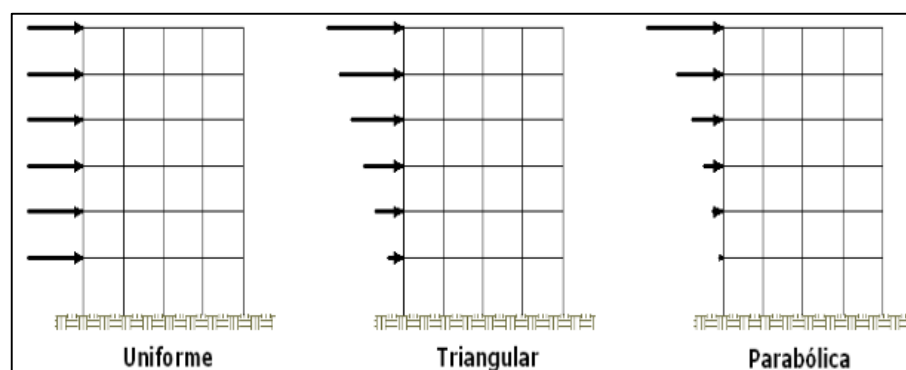


Figura 19. Distribución de cargas laterales sobre la estructura

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).* PUCP, Perú

Cuando se tratan las acciones laterales en función de su desplazamiento, se usa el primer modo de vibración o modo fundamental de la estructura en la dirección que se desea hacer el análisis (Bonett).

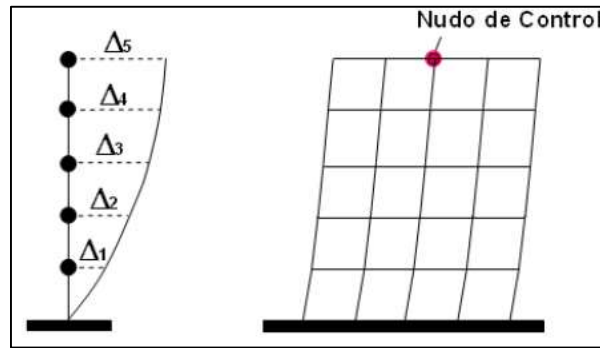


Figura 20. Patrón de desplazamiento y el nodo de control del edificio

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).* PUCP, Perú

Luego de definir el patrón de acción lateral se debe tener en cuenta que cuando un sismo azota a una estructura, dicha estructura ya está sometida a esfuerzos y deformaciones debido al peso propio y sobrecargas, por lo tanto dicha edificaciones ya tiene un desgaste previo frente a estas cargas de gravedad. Es ahí donde deberá comenzar el análisis, después de que la estructura allá sufrida sus primeras deformaciones debido a las cargas de gravedad.



Figura 21. Cargas de gravedad de una edificación

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).* PUCP, Perú

Durante el análisis, la estructura va sufriendo desplazamientos crecientes en la azotea hasta llegar al colapso o desplazamiento máximo que le hayamos especificado, además, se fueron registrando la fuerzas cortantes en la base conforme se fue incrementando sus desplazamiento.

Como resultado de este análisis incremental estático, se obtuvo la curva **CORTANTE VS DESPLAZAMIENTO**, conocida como la **CURVA DE CAPACIDAD** de la estructura.

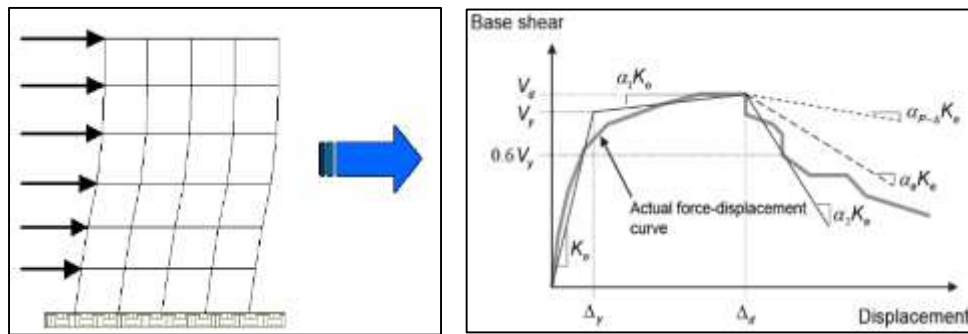


Figura 22. Representación del Pushover y la Curva de Capacidad

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).* PUCP, Perú

✓ **Fluencia Efectiva**

En un análisis incremental se van formando rotulas conforme se va incrementando la carga o el desplazamiento, la aparición de la primera rotula significa el término de la etapa elástica y el inicio de la etapa no lineal, pero por lo general esta aparición de la primera rotula no va asociado de un cambio brusco e inmediato de sus rigidez y resistencia lateral de la estructura, es decir no se genera un cambio importante de la pendiente de la curva de capacidad. Es importante identificar un punto de fluencia en cual se aprecie un cambio importante en el comportamiento de la estructura. Dicho punto de fluencia asociado al cambio de pendiente se le denomina “fluencia efectiva”.

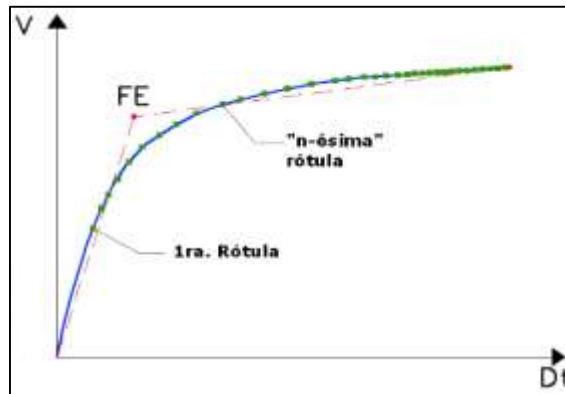


Figura 23. Formación de las rotulas en la curva de capacidad

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).PUCP, Perú

Una vez definido el punto de fluencia efectiva, se puede simplificar dicha curva a un modelo bilineal.

✓ **Modelo Bilineal de la Curva de Capacidad**

Existen varios métodos para llegar a un modelo bilineal, tales como: Criterio de la rigideces tangentes, áreas iguales, ajuste de los mínimos cuadrados, ect.

En este trabajo se utilizó el **CRITERIO DE LAS ÁREAS IGUALES**, la cual consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva de capacidad.

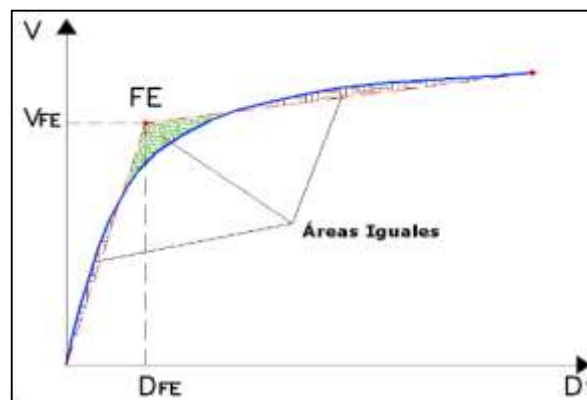


Figura 24. Criterio de las áreas iguales

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).PUCP, Perú

✓ **Zona elástica e inelástica del modelo bilineal**

Una vez que se definió el punto de fluencia efectiva (D_{FE}, V_{FE}), quedan establecido los rangos de desplazamiento elástico e inelástico de la estructura (Δ_e, Δ_p) (Allauca, 2006)

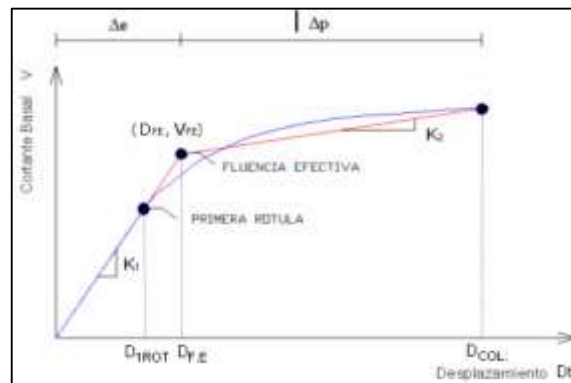


Figura 25. Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura.

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).* PUCP, Perú

✓ **Ductilidad**

La ductilidad es la capacidad de deformación que tiene una estructura o un elemento estructural después de haber sobrepasado su límite elástico.

La ductilidad Global de la estructura se obtiene al dividir el desplazamiento de colapso (D_{COL}) entre el desplazamiento asociado a la fluencia efectiva o en algunos casos al desplazamiento asociado a la aparición de la primera rotula (D_{1ROT}).

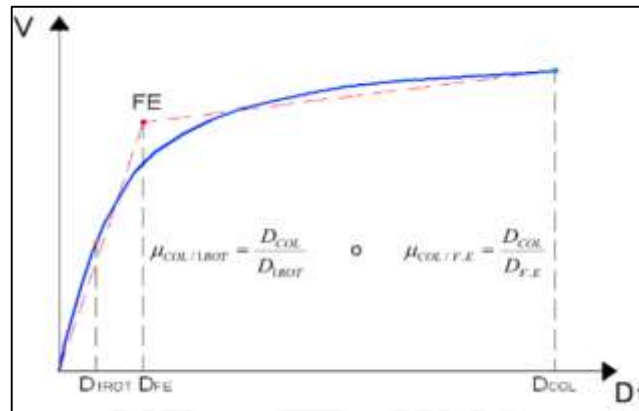


Figura 26. Puntos notables para el cálculo de la ductilidad global.

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).* PUCP, Perú

2.9. DESEMPEÑO SISMICO

La nueva filosofía del desempeño sísmico tiene la finalidad de determinar cómo se comportaría dicha estructura frente a cualquier tipo de sollicitación sísmica. Esta filosofía permite que la estructura pueda sufrir algún tipo de daño, según el uso que esta tenga, pero sin llegar al extremo de colapsar en el peor de los casos, ya que la principal premisa es salvaguardar las vidas. Existen varios niveles de desempeño esperados y rangos en los cuales estos se pueden encontrar.

Nivel de Desempeño	Descripción de los Daños	Estado de Daño
Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.	Despreciable
Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.	Leve
Resguardo de la vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.	Moderado
Cerca al colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.	Severo
Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.	Completo

Tabla 2. Tabla de niveles de desempeño sísmico

Fuente: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA)

2.9.1. Desempeño en muros de Albañilería.

Estudios realizados por Torres en el 2007, acerca de la evolución del daño en muros de albañilería en función de sus distorsión demuestran que la albañilería podría alcanzar distorsiones cercanas a las del concreto sin comprometer su integridad estructural.

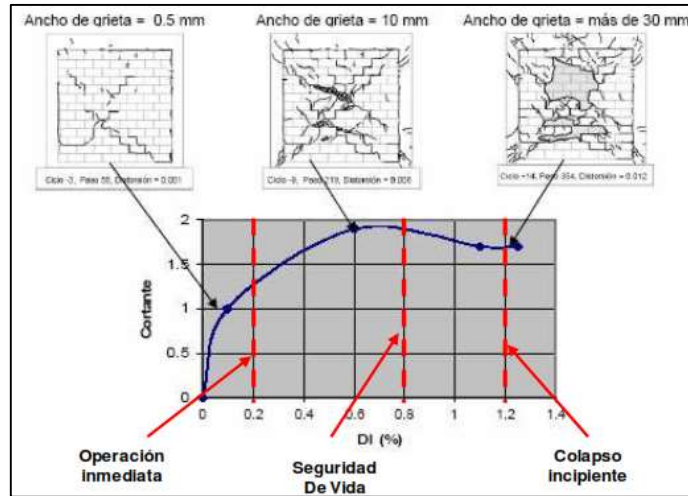


Figura 27. Evolución del daño estructural en muros de albañilería en función a su distorsión

Fuente: A.Teran Gilmore, D. Arroyo Espinoza y J. Ruiz Garcia. (2009). Diseño por desempeño ¿El futuro para el diseño de las estructuras de mampostería?. Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, I, pp 1-29.

2.9.2. Punto de desempeño.

El punto de desempeño representa la máxima sollicitud de la capacidad de la estructura por parte de la demanda, a la que se ve sometida. Este punto o deplazamiento máximo que experimenta la estructura bajo un nivel de amenaza sísmica puede ser calculo por el metodo de espectro de capacidad (ATC-40) y por el metodo de coeficientes de desplazamiento (FEMA 440).

En este trabajo de tesis se obto por calcular el deplazamiento máximo esperado por el metodo de coeficientes del FEMA-440.

- ✓ Metodo de los coeficientes FEMA -440

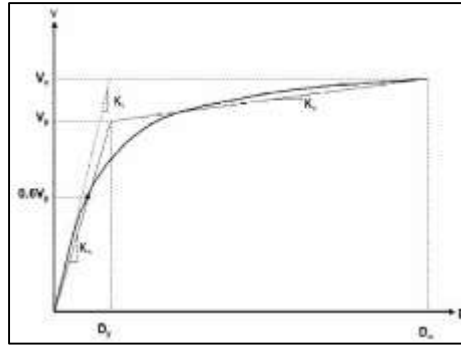


Figura 28. Representación Bilinealizada de la curva de capacidad.

Fuente: Leonidas Yvan Allauca Sanchez (2006). Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones (Tesis de Pregrado).PUCP, Perú

Ecuacion de demanda maxima: $\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_d$

C_0 : Relaciona el desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable en la parte superior de la estructura. Su valor puede definirse usando cualquiera de los siguientes criterios

Número de Niveles	Valor de C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
más de 10	1.5

Tabla 3. Tabla del coeficiente C_0

Fuente: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA)

C_1 : Relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión:

Factor de Modificación C_1 .

= 1.0 for $T_e \geq T_0$

= $[1.0 + (R - 1)T_0/T_e]/R$ for $T_e < T_0$

Tabla 4. Tabla de factor de modificación C1

Fuente: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA)

- T_e : Periodo fundamental efectivo :

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (\text{Ecuacion8})$$

- T_i : Periodo fundamental elástico
- K_i : Rigidez lateral elástica
- K_e : Rigidez lateral efectiva en la dirección considerada
- T_o : Periodo característico del espectro de respuesta
- R : Relación entre la demanda de resistencia inelástica y el coeficiente de resistencia de cedencia

$$R = \frac{S_a}{\frac{g}{V_y}} \times \frac{1}{C_o} \quad (\text{Ecuacion9})$$

- V_y : Cortante de cedencia
- W : Peso total de la estructura

C_2 : Representa los efectos de la degradación de rigidez, la pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histéricos sobre la respuesta de desplazamiento máximo.

Nivel	$T = 0.1 s$		$T \geq T_C$	
	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2	Sistema Tipo 1	Sistema Tipo 2
Ocupación Inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del Colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Tabla 5. Tabla del coeficiente C2 - Fema 356

Fuente: Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA)

C_3 : Representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos de segundo orden, para estructuras con rigidez pos-cedencia mayor del 5% de la rigidez elástica K_i , $C_3 = 1.0$, de lo contrario,

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|(R-1)^{3/2}}{T_e} \quad (\text{Ecuacion10})$$

- α : Relación entre la rigidez pos-cedencia K_s y la rigidez elástica K_i , obtenidas de la representación bilineal de la curva de capacidad, R , T_e vienen dadas por las ecuaciones anteriores.

3. DESARROLLO DE LA TESIS

1.1. INTRODUCCIÓN

1.1.1. Generalidades.

Se realizó una arquitectura similar a la de los bloques de unidades multifamiliares comunes, tratando de siempre llevar el proyecto a un entorno real y viable.

El proyecto consta de una edificación de 8 pisos en la ciudad de Trujillo, con una altura de entre piso de 3 metros, una área total de 250m² (10.8m x 23.15m) y 236.42m² de área techada. La edificación cuenta con 2 departamentos por piso, cada departamentos con 3 dormitorios, sala comedor, cocina, 3 baños y un hall familiar, además, cuenta con un ascensor y una escalera de emergencia. Adicionalmente en la azotea se encuentran los cuartos de lavandería para cada uno de los departamentos. Se utilizó un sistema a base de muros de albañilería confinada, se colocó una placa central, donde se ubicará el ascensor y la escalera de emergencia. Para el sistema de piso se usó una losa maciza de 15 cm de espesor para distribuir mejor el peso sobre los muros. 15 cm de espesor para distribuir mejor el peso sobre todos los muros, también se consideró un espesor de 24 cm para todos los muros y placa de ascensor.

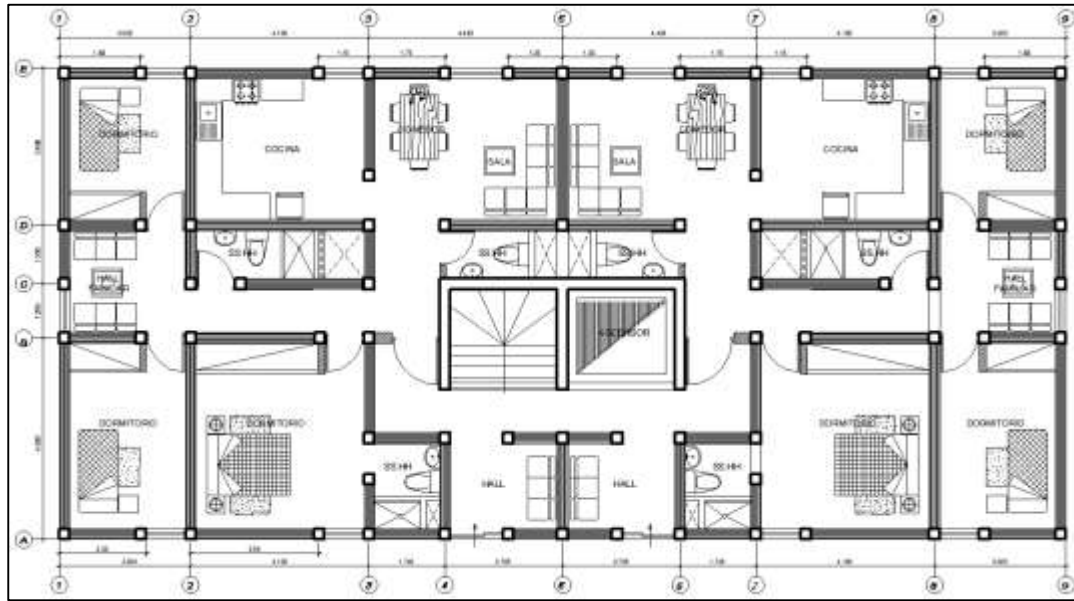


Figura 29. Planteamiento arquitectónico típico

Fuente: Propia.

1.1.2. Descripción del proyecto

El proyecto parte de realizar un planteamiento arquitectónico, buscando que el edificio sea regular en planta como en elevación, para evitar posibles problemas de torsión ante sismo y simétrico tanto en distribución de masas como de rigideces.

La edificación se diseñó de acuerdo a la norma técnica E.070, respetando todos los aspectos de diseño y resistencia, pero cambiando su configuración estructural al aumentar su relación de esbeltez de los muros, acoplando los muros con vigas peraltadas cada 2 niveles de entre piso.

1.1.3. Normas Empleadas

- ✓ Medrado de cargas: Norma E.020 de cargas
- ✓ Análisis sísmico : Norma E.030de Diseño Sismo Resistente
- ✓ Diseño de cimentación: Norma E.050 de Suelos y Cimentaciones.
- ✓ Diseño de concreto : Norma E.060 de Concreto Armado
- ✓ Diseño de Albañilería : Norma E.070 de Albañilería

1.1.4. Cargas de Diseño

Concreto Armado:

Se empleó el diseño por Resistencia para todos los elementos de concreto armado, se calculó las resistencias requeridas amplificando las cargas y fuerzas con las combinaciones que estipula en la norma E.060, las combinaciones son:

- ✓ $U = 1.4CM + 1.7CV$
- ✓ $U = 1.25CM + 1.25CV \pm EQ$
- ✓ $U = 0.9CM \pm EQ$

Donde CM es la carga muerta, CV la carga viva y EQ la carga proveniente del sismo.

La Norma E.060 señala en el Artículo 9.3.2 que la resistencia de diseño proporcionada por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia especificada a continuación:

- | | |
|--|------|
| ✓ Flexión sin carga axial | 0.90 |
| ✓ Carga axial y carga axial con flexión: | |
| a) Carga Axial de tracción con o sin flexión | 0.90 |
| b) Carga axial de compresión con o sin flexión | |
| Elementos con refuerzo en espiral | 0.75 |
| Otros elementos | 0.70 |
| ✓ Corte y torsión | 0.85 |
| ✓ Aplastamiento del concreto | 0.70 |
| ✓ Concreto simple | 0.65 |

Albañilería Confinada:

Los muros confinados se diseñaron de acuerdo a la Norma E.070, definido en el Artículo 3.3 como albañilería confinada por concreto armado en todo su perímetro vaciado posteriormente. De tal manera que los muros esbeltos de albañilería

confinada tengan la resistencia adecuada para soportar las solicitaciones a cortante, y así puedan fallar por flexión antes que por corte.

Ya que el edificio está ubicado en la ciudad de Trujillo, se deberá usar unidades solidas – industriales, según la tabla 2 del Artículo 5.3 - E.070, para los muros portantes distribuidos en todo el edificio, los cuales deben ser mayor o igual a 1.20m para ser considerado como muros contribuyentes en la resistencia a las fuerzas laterales, como indica el Artículo 17- E.070.

Se debe buscar que las vigas de acoplamiento fallen por ductilidad antes que los muros de albañilería, y así provocar que la edificación tenga una mayor ductilidad después del agrietamiento de los muros.

1.1.5. Propiedades de los Materiales

Se presenta las propiedades mecánicas de los materiales empleados:

Concreto:

- ✓ Resistencia a la compresión: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Deformación Unitaria máxima: $\epsilon_{cu} = 0.003$
- ✓ Módulo de Elasticidad: $E_c = 15000\sqrt{f'c}$ $E_c = 217371 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Poisson: $\nu = 0.15$
- ✓ Módulo de Corte: $G = 0.4E_c$ $G = 86948 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo:

- ✓ Esfuerzo de Fluencia: $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Deformación Unitaria máxima: $\epsilon_s = 0.0021$
- ✓ Módulo de Elasticidad: $E_s = 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Albañilería: Ladrillo REX “INFES”, Tipo V.

Para la determinaron de las propiedades de este ladrillo de alta resistencia, se usó de base la ficha técnica proporcionada por ladrillera Rex y las tesis de grado de la Ing. Paola Angles y Ing. San Bartolomé. (Anexo 1 – fichas técnicas del ladrillo)

- ✓ Resistencia a compresión Axial de las Unidades: $f^b = 197 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Resistencia a compresión Axial en Pilas: $f^m = 131 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Resistencia al corte de Muretes: $v^m = 17.2 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Elasticidad: $E_m = 500f^m$ $E_m = 62500 \text{ kg/cm}^2$
- ✓ Módulo de Corte: $G_m = 0.4E_m$ $G_m = 25000 \text{ kg/cm}^2$

A continuación se presenta la vista en planta típica de todos los pisos para indicar la nomenclatura a utilizar de aquí en adelante para identificar los muros portantes.

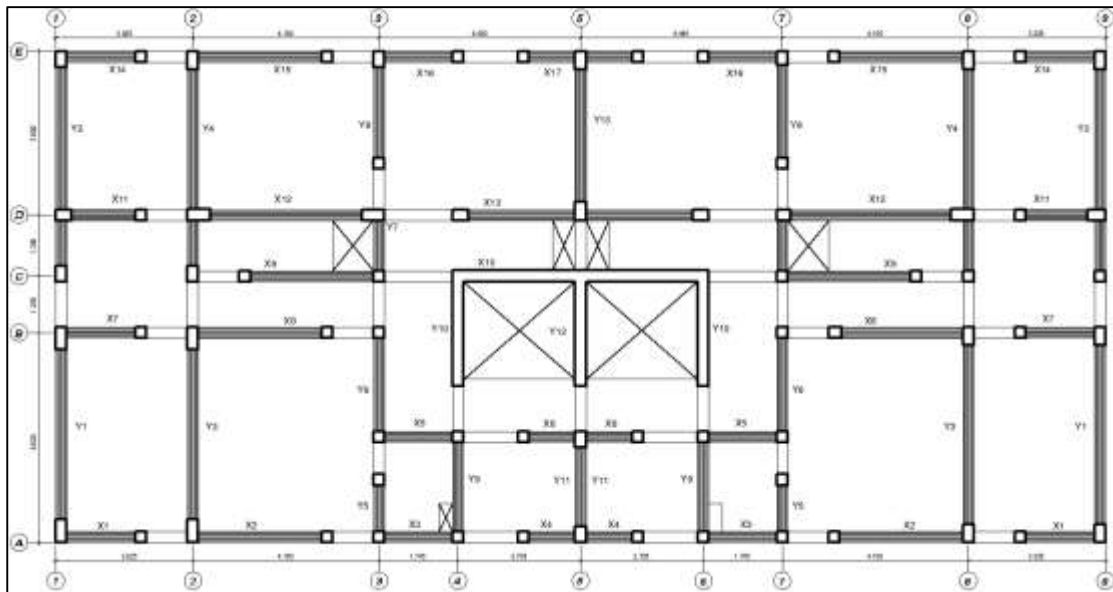


Figura 30. Distribución de los muros portantes.

Fuente: Propia

1.2. PREDIMENSIONAMIENTO

Se toma en cuenta los criterios y recomendaciones basados en la experiencia adquirida por otros proyectos y además, los requerimientos de la Norma E.060 y E.070.

1.2.1. Losa Maciza

Se consideró una losa maciza para una mayor uniformidad en la distribución de la cargas sobre los muros. Se consideró el criterio del ing. Blanco Blasco para el dimensionamiento de la losa maciza en dos direcciones.

$$h \geq \frac{Ln}{40} \text{ ó } \sum \frac{L}{180} \quad (\text{Ecuación 11})$$

- ✓ h: Peralte de la losa armada en dos direcciones (m)
- ✓ Ln: Luz libre del tramo mayor
- ✓ L: Longitud del perímetro de la losa

Se tomó el paño con mayores dimensiones ubicadas en el dormitorio principal, cuyas dimensión más larga es de 4.30m y su perímetro de 16.26m

$$h \geq \frac{4.30}{40} = 0.11m \text{ ó } \sum \frac{16.26}{180} = 0.09m$$

Con la finalidad de uniformizar espesores, además, teniendo en cuenta que en la losa van a estar embebidas las tuberías en las zonas de baños y para una mayor trabajabilidad en el proceso constructivo se tomó como espesor 15 cm.

1.2.2. Vigas Chatas y Peraltadas

Se consideró vigas chatas del mismo espesor de la losa, con un ancho igual al del muro, lo cual es suficiente para no congestionar el acero de refuerzo y sea más fácil el proceso constructivo (0.24x0.15)

Las vigas peraltadas se fueron hallando las dimensiones del peralte en función del acoplamiento de los muros, pero teniendo en cuenta que dichas vigas fallen por

flexión antes que por corte, para así tener una falla dúctil con gran capacidad de disipar energía.(0.24x0.50)

1.2.3. Muros de Albañilería

Se utilizó el ladrillo Rex “infes” tipo V, solido de alta resistencia con 30% de huecos, tipo King Kong industrial de arcilla.

✓ Densidad Mínima de Muros

Como parte del pre dimensionamiento y estructuración del edificio, se debe calcular la densidad mínima de muros portantes de acuerdo a la siguiente expresión del Artículo 19.2 – E.070

$$\frac{\text{Area de corte de los muros reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \frac{\Sigma Lt}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56} \quad (\text{E0.70-29.2b})$$

Donde:

- L: Longitud total del muro incluyendo columnas(m), mayor 1.20m
- T: Espesor efectivo del muro(m)
- Ap: Área de la planta típica (m²)
- N: Número de pisos del edificio

Además:

- Z: Factor de zona sísmica, Trujillo(zona3), Z=0.45
- U: Factor de uso, Edificio de vivienda(categoría C), U = 1
- S: Factor de suelo(intermedio), S = 1.05

Por lo tanto:

$$\frac{ZUSN}{56} = \frac{0.45 \times 1.00 \times 1.05 \times 8}{56} = 0.068$$

Las placas de concreto se convierten en un muro ficticio de albañilería, multiplicando la relación modular “n” (Ec/Em) por la longitud de la placa.

Por lo tanto:

$$n = \frac{E_c}{E_m} = \frac{217371}{65500} = 3.32$$

En la siguientes tablas se presenta la longitud de los muros, espesor, áreas de corte (Lt), numero de muros iguales característicos y además se considera el aporte adicional de los muros de concreto al multiplicarlos por el “n”, finalmente se verifica que la densidad en cada dirección sea mayor a la mínima.

Densidad en la dirección X (Horizontal):

MURO	LONGITUD	ESPESOR	AREA	Nº VECES	AREA TOTAL
X1	2.00 m	0.24 m	0.480 m ²	2	0.960 m ²
X2	3.20 m	0.24 m	0.768 m ²	2	1.536 m ²
X3	2.00 m	0.24 m	0.480 m ²	2	0.960 m ²
X4	2.75 m	0.24 m	0.660 m ²	1	0.660 m ²
X5	2.00 m	0.24 m	0.480 m ²	2	0.960 m ²
X6	2.75 m	0.24 m	0.660 m ²	1	0.660 m ²
X7	2.00 m	0.24 m	0.480 m ²	2	0.960 m ²
X8	3.20 m	0.24 m	0.768 m ²	2	1.536 m ²
X9	3.20 m	0.24 m	0.768 m ²	2	1.536 m ²
X10(*)	18.76 m	0.24 m	4.502 m ²	1	4.502 m ²
X11	2.00 m	0.24 m	0.480 m ²	2	0.960 m ²
X12	4.35 m	0.24 m	1.044 m ²	2	2.088 m ²
X13	5.65 m	0.24 m	1.356 m ²	2	2.712 m ²
X14	2.00 m	0.24 m	0.480 m ²	2	0.960 m ²
X15	3.20 m	0.24 m	0.768 m ²	2	1.536 m ²
X16	2.00 m	0.24 m	0.480 m ²	2	0.960 m ²
X17	2.75 m	0.24 m	0.660 m ²	1	0.660 m ²
SUMA TOTAL					24.146 m ²
AREA TECHADA					236.420 m ²
DENSIDAD DE MUROS					0.10213

Tabla 6. Densidad de muros en dirección “X”

Fuente: Propia

Se observa que el resultado de la densidad de muros en la dirección X es de 0.102, es mayor aproximadamente en un 33% que la densidad mínima requerida de 0.068.

Densidad en la dirección Y (Vertical):

MURO	LONGITUD	ESPESOR	AREA	Nº VECES	AREA TOTAL
Y1	4.75 m	0.24 m	1.140 m ²	2	2.280 m ²
Y2	5.08 m	0.24 m	1.219 m ²	2	2.438 m ²
Y3	4.75 m	0.24 m	1.140 m ²	2	2.280 m ²
Y4	5.08 m	0.24 m	1.219 m ²	2	2.438 m ²
Y5	1.50 m	0.24 m	0.360 m ²	2	0.720 m ²
Y6	2.54 m	0.24 m	0.610 m ²	2	1.219 m ²
Y7	1.60 m	0.24 m	0.384 m ²	2	0.768 m ²
Y8	2.60 m	0.24 m	0.624 m ²	2	1.248 m ²
Y9	2.45 m	0.24 m	0.588 m ²	2	1.176 m ²
Y10(*)	8.46 m	0.24 m	2.031 m ²	2	4.062 m ²
Y11	2.45 m	0.24 m	0.588 m ²	1	0.588 m ²
Y12(*)	8.46 m	0.24 m	2.031 m ²	1	2.031 m ²
Y13	3.73 m	0.24 m	0.895 m ²	1	0.895 m ²
SUMA TOTAL					22.144 m ²
AREA TECHADA					236.420 m ²
DENSIDAD DE MUROS					0.09366

Tabla 7. Densidad de muros en dirección “Y”

Fuente: Propia

Se observa que el resultado de la densidad de muros en la dirección Y es de 0.0937, es mayor aproximadamente en un 27% que la densidad mínima requerida de 0.068.

Se consideró para este primer análisis que los muros planteados en la arquitectura son suficientes, pero sin embargo, esto no garantiza la distribución definitiva, ya que aún falta verificar su resistencia global de la estructura.

1.2.4. Muros o Placas de Concreto Armado.

Se verifico el espesor mínimo de acuerdo al Artículo 21.9.3.2 – E.060, donde expresa que el espesor de la placa no debe ser menor que:

$$✓ \frac{\text{Altura entre elementos que proporcionen apoyo lateral}}{25} = \frac{6.00}{25} = 0.24m$$

$$✓ 0.15 m$$

Se tomó un espesor de placas de concreto de 24 cm, igual al espesor de los muros de albañilería.

1.3. METRADO DE CARGAS

1.3.1. Pesos Unitarios y Cargas

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

✓ **Carga Muerta (CD)**

➤ Peso volumétrico del concreto armado	2400kg/m ³
➤ Peso volumétrico de la albañilería	1800kg/m ³
➤ Peso de acabado de piso	100 kg/m ²

✓ **Carga Viva (CL)**

➤ S/C Viviendas	200 kg/m ²
➤ S/C Corredores y escaleras en viviendas	200 kg/m ²
➤ S/C Azotea	100 kg/m ²

1.3.2. Área Tributaria y Esbeltez

En las siguientes tablas se presentan las áreas tributarias y la relación de esbeltez de cada uno de los muros, dichas áreas fueron calculadas con la “**ley del sobre**”, y la relación de esbeltez (altura/longitud) fue calculado a partir de la altura entre elementos que den soporte lateral a dicho muro (Vigas peraltadas).

Dirección “X”

MUROS	LONGITUD	ALTURA	ESBELTEZ H/L	AREA TRIB.
X1	2.00 m	6.00 m	3.00	1.67 m ²
X2	3.20 m	6.00 m	1.88	3.63 m ²
X3	2.00 m	6.00 m	3.00	0.52 m ²
X4	2.75 m	6.00 m	2.18	2.55 m ²
X5	2.00 m	6.00 m	3.00	1.76 m ²
X6	2.75 m	6.00 m	2.18	4.41 m ²
X7	2.00 m	6.00 m	3.00	3.45 m ²
X8	3.20 m	6.00 m	1.88	5.57 m ²
X9	3.20 m	6.00 m	1.88	3.46 m ²
X10(*)	5.65 m	6.00 m	1.06	3.23 m ²
X11	2.00 m	6.00 m	3.00	3.32 m ²
X12	4.35 m	6.00 m	1.38	5.61 m ²
X13	5.65 m	6.00 m	1.06	11.10 m ²
X14	2.00 m	6.00 m	3.00	1.67 m ²
X15	3.20 m	6.00 m	1.88	3.53 m ²
X16	2.00 m	6.00 m	3.00	2.49 m ²
X17	2.75 m	6.00 m	2.18	3.40 m ²

Tabla 8. Ebeltez y área tributaria de muros en dirección “X”

Fuente: Propia

Dirección “Y”

MUROS	LONGITUD	ALTURA	ESBELTEZ H/L	AREA TRIB.
Y1	4.75 m	12.00 m	2.53	3.91 m ²
Y2	5.08 m	12.00 m	2.36	3.80 m ²
Y3	4.75 m	12.00 m	2.53	8.62 m ²
Y4	5.08 m	12.00 m	2.36	7.38 m ²
Y5	1.50 m	6.00 m	4.00	2.25 m ²
Y6	2.54 m	6.00 m	2.36	5.35 m ²
Y7	1.60 m	6.00 m	3.75	0.83 m ²
Y8	2.60 m	6.00 m	2.31	5.17 m ²
Y9	2.45 m	6.00 m	2.45	2.10 m ²
Y10(*)	2.68 m	6.00 m	2.24	2.87 m ²
Y11	2.45 m	6.00 m	2.45	1.93 m ²
Y12(*)	2.68 m	6.00 m	2.24	1.60 m ²
Y13	3.73 m	6.00 m	1.61	5.27 m ²

Tabla 9. Ebeltez y área tributaria de muros en dirección “Y”

Fuente: Propia

Nota: Los muros con (*), corresponden a muros de concreto armado (placas)

1.3.3. Detallado de cargas en el Muro Y6

Se realizara un metrado de cargas detallado las cargas directas e indirectas y su sobrecarga disponible en su área tributaria.(Anexo 2- detallado del resto de muros)

Carga Directa 1° al 8° piso

Muro de ladrillo:	$0.24\text{m} \times 2.06\text{m} \times 2.85\text{m} \times 1800 \text{ kg/m}^3 =$	2536.27kg
Columnas de conf. (2):	$0.24\text{m} \times 0.24\text{m} \times 3.00\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 =$	829.44 kg
Viga solera:	$0.24\text{m} \times 2.06\text{m} \times 0.15\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 =$	177.98 kg
	Total CD =	3543.70 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5° y 7° piso

Losa maciza (15cm)	$0.15\text{m} \times 5.35\text{m}^2 \times 2400\text{kg/m}^3 =$	1926.00 kg
Acabado de piso	$5.35\text{m}^2 \times 100 \text{ kg/m}^2 =$	535.00 kg
Viga chata	$0.85\text{m} \times 0.24\text{m} \times 0.15\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 =$	73.44 kg

Carga Indirecta 2°,4°, 6°,8° piso

Losa maciza (15cm)	$0.15\text{m} \times 5.35\text{m}^2 \times 2400\text{kg/m}^3 =$	1926.00 kg
Acabado de piso	$5.35\text{m}^2 \times 100 \text{ kg/m}^2 =$	535.00 kg
Viga chata	$0.85\text{m} \times 0.24\text{m} \times 0.50\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 =$	244.80 kg
	Total CI =	5240.24 kg

Carga viva 1° al 8° piso

Sobrecarga típico	$5.35 \text{ m}^2 \times 200 \text{ kg/m}^2 =$	1070.00 kg
Sobrecarga azotea	$5.35 \text{ m}^2 \times 100 \text{ kg/m}^2 =$	535.00 kg

Carga total: 8pisos x CD + 4 pisos x CI + 7 pisos x S/C + 1piso x S/C (Azotea)

Carga total:

$$8\text{pisos} \times 3543.70 + 4 \text{ pisos} \times 5240.24 + 7 \text{ pisos} \times 1070 \text{ kg} + 1\text{piso} \times 535 \text{ kg}$$

Carga total: 57335.53 kg

1.3.4. Esfuerzo axial del muro

Con la carga axial total actuante, se calcula el esfuerzo que produce dicha carga sobre el muro “Y6”

$$\sigma_m = \frac{57335.53 \text{ kg}}{254 \times 24} = 9.41 \text{ kg/cm}^2$$

1.3.5. Esfuerzo axial máximo sobre un muro

Según el Artículo 19.1.b – E.070, la carga axial máxima producido por la carga de gravedad máxima de servicio (P_m), incluyendo el 100% de la carga viva. Debe ser inferior que le menor de estos dos valores.

$$\sigma_m = 0.2 \times f'm \times \left\{ 1 - \left(\frac{h}{35 \times t} \right)^2 \right\} \leq 0.15 \times f'm \quad (\text{E0.70-19.1b})$$

$$\checkmark \quad \sigma_{max1} = 0.2 \times 131 \times \left\{ 1 - \left(\frac{300}{35 \times 24} \right)^2 \right\} = 22.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\checkmark \quad \sigma_{max2} = 0.15 \times 131 = 19.65 \text{ kg/cm}^2$$

1.3.6. Verificación del esfuerzo máximo sobre todos los muros

Se realizó el mismo cálculo detallado líneas arriba para todos los muros portantes.

MURO DIRECCION "X"			
Muro	Longitud	Espesor	σmuro
X1	2.00 m	0.24 m	6.66 kg/cm ²
X2	3.20 m	0.24 m	7.22 kg/cm ²
X3	2.00 m	0.24 m	5.63 kg/cm ²
X4	2.75 m	0.24 m	7.02 kg/cm ²
X5	2.00 m	0.24 m	6.83 kg/cm ²
X6	2.75 m	0.24 m	8.49 kg/cm ²
X7	2.00 m	0.24 m	8.58 kg/cm ²
X8	3.20 m	0.24 m	8.47 kg/cm ²
X9	3.20 m	0.24 m	7.12 kg/cm ²
X10(*)	5.65 m	0.24 m	7.16 kg/cm ²
X11	2.00 m	0.24 m	8.44 kg/cm ²
X12	4.35 m	0.24 m	7.50 kg/cm ²
X13	5.65 m	0.24 m	8.98 kg/cm ²
X14	2.00 m	0.24 m	6.66 kg/cm ²
X15	3.20 m	0.24 m	7.16 kg/cm ²
X16	2.00 m	0.24 m	7.78 kg/cm ²
X17	2.75 m	0.24 m	7.68 kg/cm ²
MURO DIRECCION "Y"			
Y1	4.75 m	0.24 m	6.35 kg/cm ²
Y2	5.08 m	0.24 m	6.25 kg/cm ²
Y3	4.75 m	0.24 m	8.50 kg/cm ²
Y4	5.08 m	0.24 m	7.77 kg/cm ²
Y5	1.50 m	0.24 m	5.48 kg/cm ²
Y6	2.54 m	0.24 m	9.41 kg/cm ²
Y7	1.60 m	0.24 m	6.30 kg/cm ²
Y8	2.60 m	0.24 m	9.06 kg/cm ²
Y9	2.45 m	0.24 m	6.64 kg/cm ²
Y10(*)	5.10 m	0.24 m	8.31 kg/cm ²
Y11	2.45 m	0.24 m	6.49 kg/cm ²
Y12(*)	5.10 m	0.24 m	7.79 kg/cm ²
Y13	3.73 m	0.24 m	7.71 kg/cm ²

Tabla 10. Resumen de esfuerzos máximo de muros debido a la carga de gravedad

Fuente: Propia

1.3.7. Calculo de la carga vertical en cada Muro:

Se consideró el metrado de cada uno de los muros igual a las detalladas líneas arriba para cada entrepiso, a continuación se presenta el cuadro resumen del primer piso considerando el 100% de las cargas muertas más el 25% de sobrecarga para cada muro.(Anexo 3- detallado del metrado de carga en los demás pisos)

PISO 1			
Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL
X1	29477 kg	2505 kg	30103 kg
X2	50028 kg	5445 kg	51389 kg
X3	25963 kg	780 kg	26158 kg
X4	42668 kg	3825 kg	43624 kg
X5	29837 kg	2640 kg	30497 kg
X6	49407 kg	6615 kg	51061 kg
X7	36027 kg	5175 kg	37321 kg
X8	56894 kg	8355 kg	58983 kg
X9	49474 kg	5190 kg	50771 kg
X10(*)	92238 kg	4845 kg	93450 kg
X11	35549 kg	4980 kg	36794 kg
X12	69870 kg	8415 kg	71974 kg
X13	104908 kg	16650 kg	109071 kg
X14	29477 kg	2505 kg	30103 kg
X15	49660 kg	5295 kg	50983 kg
X16	33212 kg	3735 kg	34146 kg
X17	45796 kg	5100 kg	47071 kg
Y1	66581 kg	5865 kg	68047 kg
Y2	70442 kg	5700 kg	71867 kg
Y3	83914 kg	12930 kg	87146 kg
Y4	83617 kg	11070 kg	86384 kg
Y5	19199 kg	525 kg	19331 kg
Y6	49311 kg	8025 kg	51317 kg
Y7	22813 kg	1245 kg	23124 kg
Y8	48576 kg	7755 kg	50515 kg
Y9	35878 kg	3150 kg	36665 kg
Y10(*)	46562 kg	4305 kg	47638 kg
Y11	35252 kg	2895 kg	35976 kg
Y12(*)	44552 kg	3150 kg	45339 kg
Y13	61110 kg	7905 kg	63087 kg

Tabla 11. Resumen de esfuerzos de muros debido a 100%CM+25%CV

1.4. ANALISIS SISMICO

1.4.1. Generalidades

El análisis sísmico de una estructura, consiste en tratar de predecir cuál será su comportamiento frente a posibles terremotos mediante un espectro de respuesta, a su vez estas fuerzas que someterán a la estructura, se convertirán en reacciones producidas en todos sus elementos y sus desplazamientos del mismo. El diseño debe ser capaz de cumplir estos 3 objetivos:

- ✓ La estructura no debe presentar daño ante algún sismo leve
- ✓ La estructura puede presentar algunos daños dentro de los límites permisibles, siempre y cuando ocurra un sismo de regular intensidad o moderado.

- ✓ La estructura debe salvaguardar las vidas de los ocupantes y evitar el colapso incipiente en el caso que ocurra un sismo de alta intensidad o severo.

En este trabajo se empleó el programa MIDAS GEN versión 2015, tomando en cuenta las disposiciones de la norma de diseño sismo resistente E.030.

- ✓ Se generó un modelo tridimensional a base de elemento tipo vigas y columnas (General Beam), restringiéndolo con empotramiento la base de los elementos del primer piso para representar la cimentación.
- ✓ Las losas en dos direcciones se modelaron como cargas de piso distribuida en dos direcciones (Assign Floor Loads)
- ✓ Los muros albañilería se modelaron como una columna general, pero modificando sus propiedades, como los momentos de inercia considerando su sección transformada al considerar el aporte de los muros transversales.
- ✓ Se definió la masa de la estructura como un diafragma de masas (Floor diaphragm masses), teniendo en cuenta que la masa se concentrara en un solo punto y solo tendrá 3 grados de libertad, además, se asignó la masa calculada manual mente en función metrado de cargas considerando el total de la carga muerta más el 25% de carga viva, ubicado en el centro de masas de cada nivel.

Secciones Transversales

- ✓ De acuerdo en lo indicado en la norma E-070, se realizará un modelo aproximado “Modelo de la columna ancha”, (anexo 4 – análisis de sensibilidad) donde se aplicará la sección transformada de cada muro, es decir, considerando el aporte transversal ($Lt/4$ ó $6t$) el que sea mayor, y las columnas de confinamiento se transformarán en un área de albañilería equivalente, multiplicando el espesor por “n” ($n = E_c/E_m = 3.31$)

Cabe indicar que cuando se encuentran dos muros transversales con brazos rígidos, estos brazos rígidos deberán tener una rigidez torsional igual a “0”

y además las áreas axiales deberán ser igual a las áreas de corte, para evitar duplicidad de cargas.(San Bartolomé)

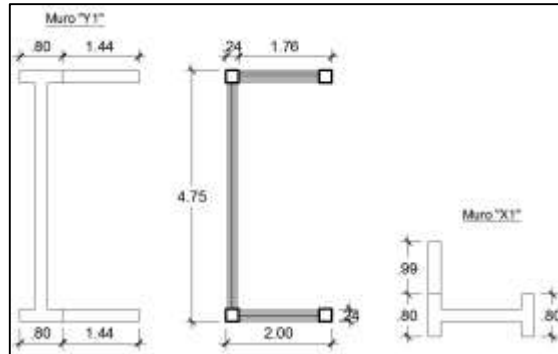


Figura 31. Sección transformada del muro “X1” y “Y1”.

Fuente: Propia

Tabla de propiedades de todos los muros con sección transformada (Anexo 5 – propiedades de sección transformada de todos los muros)

Muro	Area	Area Corte	Inercia Iy	Muro	Area	Area Corte	Inercia Ix
X1	0.4800 m ²	0.4800 m ²	0.5542 m ⁴	Y1	1.1400 m ²	1.1400 m ²	7.0121 m ⁴
X2	0.7680 m ²	0.7680 m ²	1.8077 m ⁴	Y2	1.2192 m ²	1.2192 m ²	6.7120 m ⁴
X3	0.4752 m ²	0.4752 m ²	0.7668 m ⁴	Y3	1.1400 m ²	1.1400 m ²	7.0121 m ⁴
X4	0.6600 m ²	0.6600 m ²	0.8424 m ⁴	Y4	1.2192 m ²	1.2192 m ²	6.7120 m ⁴
X5	0.4752 m ²	0.4752 m ²	0.7954 m ⁴	Y5	0.3600 m ²	0.3600 m ²	0.2319 m ⁴
X6	0.6600 m ²	0.6600 m ²	0.8424 m ⁴	Y6	0.6096 m ²	0.6096 m ²	0.8829 m ⁴
X7	0.4800 m ²	0.4800 m ²	0.5542 m ⁴	Y7	0.3816 m ²	0.3816 m ²	0.5224 m ⁴
X8	0.7680 m ²	0.7680 m ²	1.8077 m ⁴	Y8	0.6216 m ²	0.6216 m ²	1.0601 m ⁴
X9	0.7680 m ²	0.7680 m ²	1.5046 m ⁴	Y9	0.5880 m ²	0.5880 m ²	1.0597 m ⁴
X11	0.4800 m ²	0.4800 m ²	0.6464 m ⁴	Y11	0.5880 m ²	0.5880 m ²	2.0906 m ⁴
X12	1.0440 m ²	1.0440 m ²	5.5869 m ⁴	Y13	0.8952 m ²	0.8952 m ²	5.7754 m ⁴
X13	1.3560 m ²	1.3560 m ²	5.5777 m ⁴				
X14	0.4800 m ²	0.4800 m ²	0.5542 m ⁴				
X15	0.7680 m ²	0.7680 m ²	1.7935 m ⁴				
X16	0.4752 m ²	0.4752 m ²	0.5403 m ⁴				
X17	0.6600 m ²	0.6600 m ²	0.8429 m ⁴				

Tabla 12. Propiedades de las secciones transformadas de los muros

Fuente: Propia

Las propiedades de los muros indicados en el cuadro anterior se ingresan programa MidasGen como se muestra a continuación.

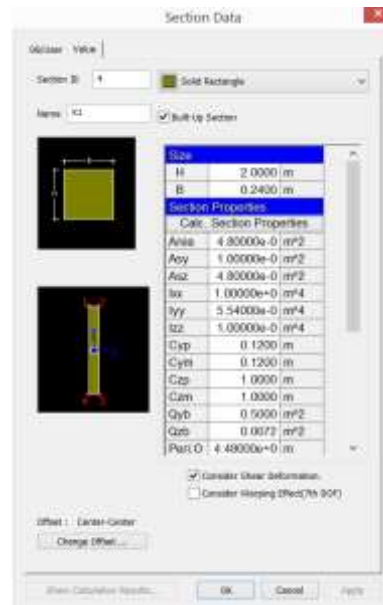
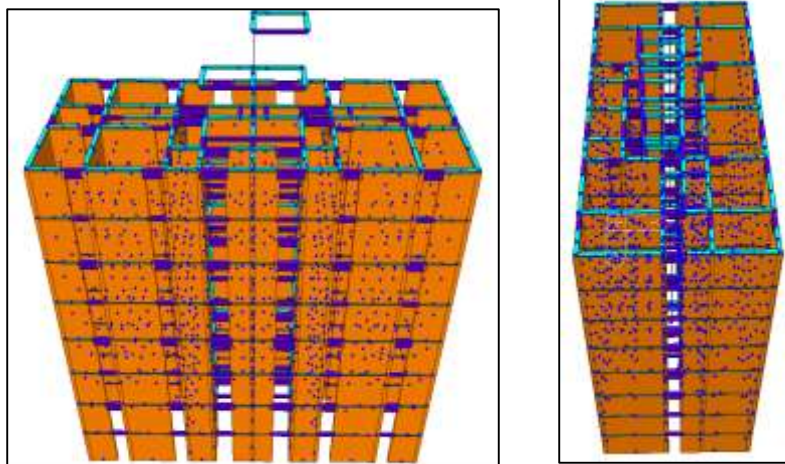


Figura 32. Cuadro de ingreso de propiedades de sección del MigasGen

Fuente: Propia

La figura presenta la vista en ambos ejes el edificio, donde se observa los muros de albañilería en color naranja y los elementos de concreto de color azul. Los elementos de color celeste corresponden a los brazos rígidos del modelamiento estructural.



Vista del Eje "X"

Vista del Eje "Y"

Figura 33. Vistas del modelo en 3D con Midas Gen

Fuente: Propia

1.4.2. Calculo del Peso Sísmico:

Se realizó un metrado global detallado, considerando el método de alturas tributarias

Carga Directa

Peso propio de elementos en cada piso

Peso propio de losa maciza:	243.9m ² x 0.15m x 2400 kg/m ³	85111 kg
Peso propio de muros de albañilería:	Área total de muros x altura x densidad	164500.63kg
Peso propio de columna de conf.	0.24 x 0.24 x 2.85m x 2400 kg/m ³ x63und.	24820.99 kg
Peso propio de muros de concreto	Área total de muros x altura x densidad	22320 kg
Vigas parapetos dejando un techo 1:	0.24m x 0.50m x longitud x 2400kg/m ³	726 kg
Vigas peraltadas dejando un techo 2:	0.24m x 0.50m x longitud x 2400kg/m ³	4310 kg
Vigas peraltadas dejando 3 techos:	0.24m x 0.50m x longitud x 2400 kg/m ³	806 kg
Peso propio de losa maciza de techo de escalera y ascensor		4061 kg
Peso del techo de cuarto de máquinas de ascensor		2030 kg

Escalera

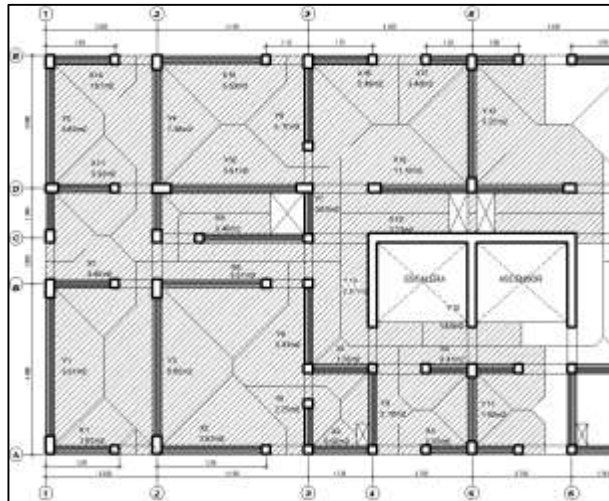
Nervio o garganta	Longitud x espesor x ancho x densidad	717 kg
Gradas:	Área x ancho x densidad	345 kg
Gradas de relleno:	Área x espesor x densidad	987 kg
	Peso total del tramo de escalera:	2049 kg

Ascensor

Área de superficie de apoyo (2.45m x 2.15m)	5.27 m ²	
Peso propio de cabina	400 kg	
Peso propio de contrapeso	800 kg	
Peso propio de motor	400 kg	
Carga de impacto del motor (25%)	100 kg	
Carga Nominal	800 kg	
	Peso Total de la caja de ascensor:	2100 kg

Carga Indirecta:

Son las sobrecargas provenientes de las áreas tributarias correspondientes a cada muro



Cargas indirectas y areas tributarias	
Piso Tipico:	
WL =	200 kg/m ²
Piso azotea:	
WL =	100 kg/m ²

Figura 34. Áreas tributarias de los muros confinados

Fuente: Propia

Áreas de muros en dirección “X”

MUROS	CANTIDAD	PISO TIPICO		AZOTEA
		AREA TRIB.	PL=ATxWL	PL=ATxWL
X1	2	1.62 m ²	324 kg	162 kg
X2	2	3.53 m ²	706 kg	353 kg
X3	2	0.45 m ²	90 kg	45 kg
X4	1	1.16 m ²	232 kg	116 kg
X5	2	1.79 m ²	358 kg	179 kg
X6	1	2.18 m ²	436 kg	218 kg
X7	2	3.39 m ²	678 kg	339 kg
X8	2	5.52 m ²	1104 kg	552 kg
X9	2	3.69 m ²	738 kg	369 kg
X10(*)	1	4.31 m ²	862 kg	431 kg
X11	2	3.24 m ²	648 kg	324 kg
X12	2	4.95 m ²	990 kg	495 kg
X13	2	1.62 m ²	324 kg	162 kg
X14	2	3.43 m ²	686 kg	343 kg
X15	2	2.97 m ²	594 kg	297 kg
X16	1	1.45 m ²	290 kg	145 kg
Suma total			16300 kg	8150 kg

Tabla 13. Resumen de área tributaria y pesos por pisos de cada muro en dirección “X”

Fuente: Propia

Áreas de muros en dirección “Y”

MUROS	CANTIDAD	PISO TIPICO		AZOTEA
		AREA TRIB.	PL=ATxWL	PL=ATxWL
Y1	2	3.99 m2	798 kg	399 kg
Y2	2	3.99 m2	798 kg	399 kg
Y3	2	9.41 m2	1882 kg	941 kg
Y4	2	7.55 m2	1510 kg	755 kg
Y5	2	2.24 m2	448 kg	224 kg
Y6	2	5.30 m2	1060 kg	530 kg
Y7	2	2.29 m2	458 kg	229 kg
Y8	2	6.28 m2	1256 kg	628 kg
Y9	2	2.16 m2	432 kg	216 kg
Y10(*)	2	2.90 m2	580 kg	290 kg
Y11	1	0.95 m2	190 kg	95 kg
Y12(*)	1	0.74 m2	148 kg	74 kg
Y13	1	5.23 m2	1046 kg	523 kg
Suma total			19828 kg	9914 kg

Tabla 14. Resumen de área tributaria y pesos por pisos de cada muro en dirección “Y”

Fuente: Propia

Resumen de Pesos sísmico del edificio

Se suman el total de cargas provenientes del peso propio de los elementos más el 25% de las cargas indirectas debido a la carga viva.

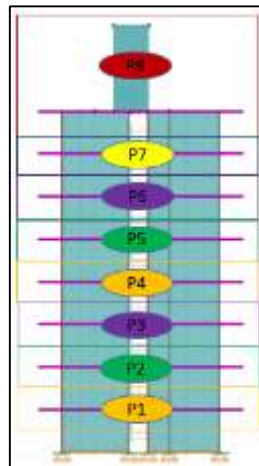


Figura 35. Discretización de masas en cada diafragma (Altura tributaria)

Fuente: Propia

PISO 8

Techo de azotea:	85111kg
Vigas parapetos:	726 kg
Vigas peraltadas:	5117 kg
Ascensor:	2100 kg
Techo de escaleras y cuarto de máquinas	6091 kg
½ escalera	2049 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras	55800 kg
25% S/C	18064 kg
Total	269719 kg

PISO 7

Techo de azotea:	85111kg
½ escalera superior	2049 kg
½ escalera inferior	2049 kg
½ muros de albañilería superior	94661 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras superior	11160 kg
Placas ascensor y escaleras inferior	11160 kg
25% S/C	36128 kg
Total	336980 kg

PISO 6

Techo de azotea:	85111kg
Vigas parapetos:	726 kg
Vigas peraltadas:	4310 kg
½ escalera superior	2049 kg
½ escalera inferior	2049 kg
½ muros de albañilería superior	94661 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras superior	11160 kg
Placas ascensor y escaleras inferior	11160 kg
25% S/C	36128 kg
Total	342016 kg

PISO 5

Techo de azotea:	85111kg
½ escalera superior	2049 kg
½ escalera inferior	2049 kg
½ muros de albañilería superior	94661 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras superior	11160 kg
Placas ascensor y escaleras inferior	11160 kg
25% S/C	36128 kg
Total	336980 kg

PISO 4

Techo de azotea:	85111kg
Vigas parapetos:	726 kg
Vigas peraltadas:	5117 kg
½ escalera superior	2049 kg
½ escalera inferior	2049 kg
½ muros de albañilería superior	94661 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras superior	11160 kg
Placas ascensor y escaleras inferior	11160 kg
25% S/C	36128 kg
Total	342016 kg

PISO 3

Techo de azotea:	85111kg
½ escalera superior	2049 kg
½ escalera inferior	2049 kg
½ muros de albañilería superior	94661 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras superior	11160 kg
Placas ascensor y escaleras inferior	11160 kg
25% S/C	36128 kg
Total	336980 kg

PISO 2

Techo de azotea:	85111kg
Vigas parapetos:	726 kg
Vigas peraltadas:	4310 kg
½ escalera superior	2049 kg
½ escalera inferior	2049 kg
½ muros de albañilería superior	94661 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras superior	11160 kg
Placas ascensor y escaleras inferior	11160 kg
25% S/C	36128 kg
Total	342016 kg

PISO 1

Techo de azotea:	85111kg
½ escalera superior	2049 kg
½ escalera inferior	2049 kg
½ muros de albañilería superior	94661 kg
½ muros de albañilería inferior	94661 kg
Placas ascensor y escaleras superior	11160 kg
Placas ascensor y escaleras inferior	11160 kg
25% S/C	36128 kg
Total	336980 kg

Peso sísmico total de la edificación: P1+P2+P3+P4+P5+P6+P7+P8

PS:

269719kg+336980kg+342016kg+336980kg+342822kg+336980kg+342016kg+336980kg

Peso sísmico total: 2644490 kg = 2644.49 Ton

1.4.3. Calculo de fuerzas inerciales:

Según el Artículo 17.3 – E.030 la fuerza cortante en la base del edificio en cualquiera de la dirección que sea analizada se determinara mediante la siguiente expresión:

$$V_{basal} = \frac{Z x U x C x S}{R} x Peso \quad (E0.30 - 4.5.2)$$

Donde:

Z: Edificio ubicado en la zona sísmica 4	0.45
U: Edificio de uso común, destinado a departamentos de viviendas	1.00
S: Edificio ubicado sobre suelos intermedios S2, con $T_p = 0.6$ seg	1.05
T_p : Periodo donde termina la plataforma del espectro sísmico	0.60
T : $h_m/60$, periodo natural del edificio de muros portantes	0.40
C: $2.5(T_p/T) < 2.5$, $T < T_p$	2.50
Ro: Coeficiente de reducción básico para sismos moderados	6.00
Ia: Factor de irregularidad en altura	1.00
Ip: Factor de irregularidad en planta	1.00
R: Coeficiente de reducción de fuerzas sísmicas, $R = R_o \cdot I_a \cdot I_p$	6.00
P: Peso sísmico de la edificación	2644 ton

De este modo se obtiene para ambas direcciones (X e Y)

$$V_{basal\ x} = \frac{0.45 \times 1.00 \times 2.50 \times 1.05}{6} \times 2650 = 520.63 \text{ ton}$$

A continuación se realiza la distribución de fuerzas de inercia en cada nivel usando la siguiente expresión del artículo 17.4 – E.030

$$F_i = \alpha_i \times V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i \times (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j \times (h_j)}$$

Donde:

n: Número de pisos del edificio	8
k: Exponente relacionado con el periodo fundamental ($T < 0.5$)	1

Nivel	hi(altura)	Pi	hi(Pi)	Sismo Moderado		Sismo Severo
				Fi	Vi	VeI = 2xVi
8	24.00 m	269.72 ton	6473.26	96.37 ton	96.37 ton	192.7450935
7	21.00 m	336.98 ton	7076.57	105.35 ton	201.73 ton	403.4543065
6	18.00 m	342.02 ton	6156.28	91.65 ton	293.38 ton	586.7612851
5	15.00 m	336.98 ton	5054.69	75.25 ton	368.63 ton	737.2678658
4	12.00 m	342.82 ton	4113.86	61.25 ton	429.88 ton	859.7606507
3	9.00 m	336.98 ton	3032.82	45.15 ton	475.03 ton	950.0645991
2	6.00 m	342.02 ton	2052.09	30.55 ton	505.58 ton	1011.166925
1	3.00 m	336.98 ton	1010.94	15.05 ton	520.63 ton	1041.268241
Σ		2644.49 ton	34970.52	520.63 ton		

Tabla 15. Fuerzas inerciales para sismo moderado y severo

Fuente: Propia

1.4.4. Verificación de distorsiones de entrepiso:

Según el Artículo 16.4 y en base a la tabla N°8 del E.030, la distorsión inelástica se calcula de la siguiente manera:

$$Di = 0.75 \times \frac{R \times D}{h} < 0.005$$

Donde R es el coeficiente de reducción sísmica, indicado en la norma E.030, R=6 y “h” es la altura entre piso del edificio, h=3.00m.

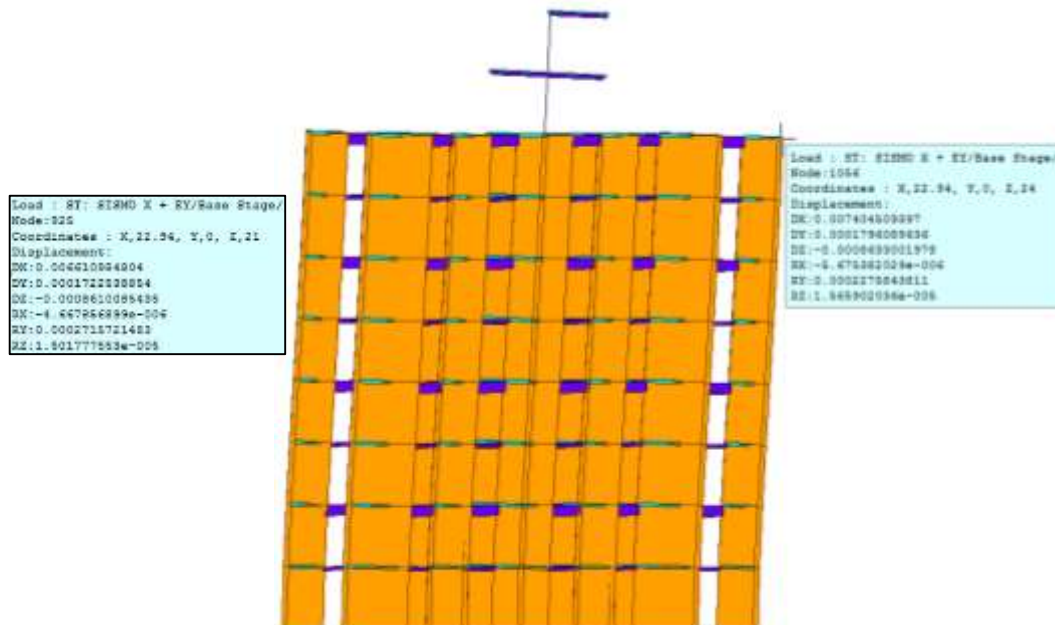


Figura 36. Vista en elevación del desplazamiento debido al sismo en dirección X

Fuente: Propia

Calculo de la deriva de entre piso del último piso con los desplazamientos obtenidos del programa Migas Gen

$$D_7 = 0.75 \times \frac{6 \times (0.00740 - 0.00661)}{3} = 0.0012 < 0.005$$

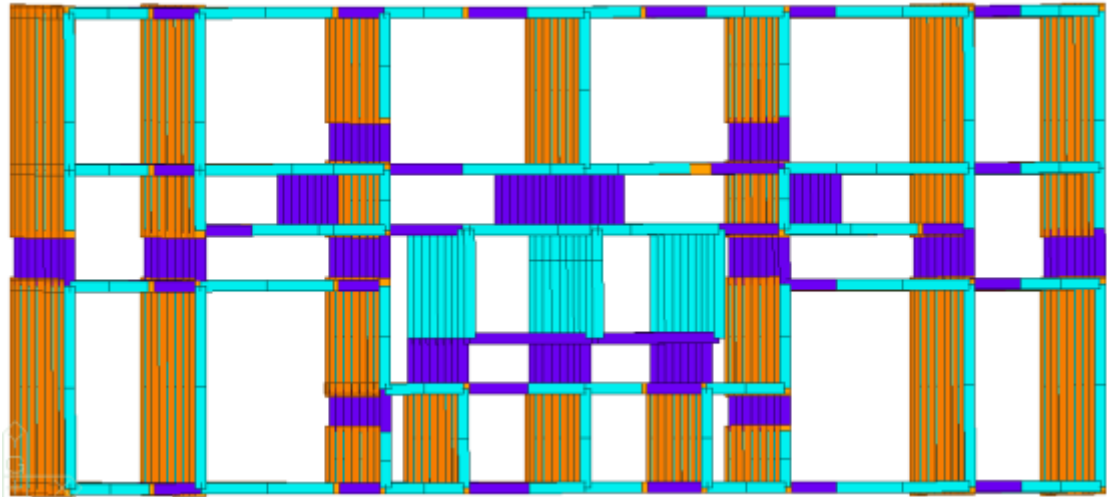


Figura 37. Vista en planta del desplazamiento debido al sismo en dirección X

Fuente: Propia

En el programa MidasGen se calculó las Derivas de entrepiso teniendo en cuenta lo antes mencionado, R=6, h=3.00m

Load Case	Story	Story Height (m)	P-Delta Incremental Factor (ad)	Allowable Story Drift Ratio	Maximum Drift of All Vertical Elements				Drift at the Center of Mass					
					Node	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Story Drift Ratio	Remark	Story Drift (m)	Modified Drift (m)	Drift Factor (Maximum/Current)	Story Drift Ratio	Remark
SISMO 7		3.00	1.00	0.0050	987	0.0008	0.0036	0.0012	OK	0.0008	0.0036	1.0043	0.0012	OK
SISMO 6		3.00	1.00	0.0050	856	0.0009	0.0041	0.0014	OK	0.0009	0.0041	1.0056	0.0014	OK
SISMO 5		3.00	1.00	0.0050	730	0.0010	0.0047	0.0016	OK	0.0010	0.0046	1.0078	0.0016	OK
SISMO 4		3.00	1.00	0.0050	595	0.0011	0.0050	0.0017	OK	0.0011	0.0049	1.0105	0.0016	OK
SISMO 3		3.00	1.00	0.0050	463	0.0011	0.0050	0.0017	OK	0.0011	0.0050	1.0127	0.0017	OK
SISMO 2		3.00	1.00	0.0050	332	0.0011	0.0047	0.0016	OK	0.0010	0.0047	1.0147	0.0016	OK
SISMO 1		3.00	1.00	0.0050	155	0.0009	0.0039	0.0013	OK	0.0008	0.0038	1.0183	0.0013	OK
SISMO 7		3.00	1.00	0.0050	1010	0.0008	0.0036	0.0012	OK	0.0008	0.0036	1.0140	0.0012	OK
SISMO 6		3.00	1.00	0.0050	879	0.0009	0.0042	0.0014	OK	0.0009	0.0041	1.0170	0.0014	OK
SISMO 5		3.00	1.00	0.0050	743	0.0010	0.0047	0.0016	OK	0.0010	0.0046	1.0175	0.0016	OK
SISMO 4		3.00	1.00	0.0050	612	0.0011	0.0050	0.0017	OK	0.0011	0.0049	1.0167	0.0016	OK
SISMO 3		3.00	1.00	0.0050	481	0.0011	0.0051	0.0017	OK	0.0011	0.0050	1.0167	0.0017	OK
SISMO 2		3.00	1.00	0.0050	355	0.0011	0.0047	0.0016	OK	0.0010	0.0047	1.0180	0.0016	OK
SISMO 1		3.00	1.00	0.0050	201	0.0009	0.0039	0.0013	OK	0.0008	0.0038	1.0197	0.0013	OK
SISMO 7		3.00	1.00	0.0050	1014	0.0012	0.0053	0.0018	OK	0.0012	0.0052	1.0290	0.0017	OK
SISMO 6		3.00	1.00	0.0050	883	0.0013	0.0060	0.0020	OK	0.0013	0.0058	1.0366	0.0019	OK
SISMO 5		3.00	1.00	0.0050	752	0.0014	0.0065	0.0022	OK	0.0014	0.0062	1.0432	0.0021	OK
SISMO 4		3.00	1.00	0.0050	621	0.0015	0.0066	0.0022	OK	0.0014	0.0063	1.0488	0.0021	OK
SISMO 3		3.00	1.00	0.0050	490	0.0014	0.0065	0.0022	OK	0.0014	0.0061	1.0547	0.0020	OK
SISMO 2		3.00	1.00	0.0050	357	0.0013	0.0060	0.0020	OK	0.0013	0.0056	1.0517	0.0019	OK
SISMO 1		3.00	1.00	0.0050	205	0.0011	0.0049	0.0016	OK	0.0010	0.0045	1.0719	0.0015	OK
SISMO 7		3.00	1.00	0.0050	1013	0.0012	0.0053	0.0018	OK	0.0012	0.0052	1.0290	0.0017	OK
SISMO 6		3.00	1.00	0.0050	882	0.0013	0.0060	0.0020	OK	0.0013	0.0058	1.0366	0.0019	OK
SISMO 5		3.00	1.00	0.0050	751	0.0014	0.0065	0.0022	OK	0.0014	0.0062	1.0432	0.0021	OK
SISMO 4		3.00	1.00	0.0050	620	0.0015	0.0066	0.0022	OK	0.0014	0.0063	1.0488	0.0021	OK
SISMO 3		3.00	1.00	0.0050	489	0.0014	0.0065	0.0022	OK	0.0014	0.0061	1.0547	0.0020	OK
SISMO 2		3.00	1.00	0.0050	356	0.0013	0.0060	0.0020	OK	0.0013	0.0056	1.0517	0.0019	OK
SISMO 1		3.00	1.00	0.0050	204	0.0011	0.0049	0.0016	OK	0.0010	0.0045	1.0719	0.0015	OK

Tabla 16. Resultados de derivas de entre piso MidasGen

Fuente: Propia

La deriva máxima inelástica de entrepiso es de 0.0022, menor en aproximadamente un 50% que el límite máximo de 0.005 para edificaciones de albañilería.

Este análisis demuestra que la estructura tiene una sobre rigidización de la estructura, sin embargo la presencia de la placa de concreto se justifica por la necesidad de absorber el cortante producido por las fuerzas sísmicas inerciales hasta llegar el valor mínimo permitido de resistencia, como se expone más adelante.

1.4.5. Fuerzas internas producidas por Sismo Moderado:

En la siguiente tabla se presenta los valores máximos de fuerzas cortantes “Ve” y momentos flectores “Me” para el primer piso, ante los sismos moderados en ambas direcciones.

Muro	V (ton)	M (ton-m)
X1	-8.6	-31.87
X2	-18.6	-85.31
X3	-9.1	-28.96
X4	-12.36	-67.57
X5	-9.03	-29.08
X6	-11.93	-67.82
X7	-7.09	-32.07
X8	-15.8	-87.69
X9	-14.38	-91.36
X10 (*)	-135.08	-635.56
X11	-7.76	-30.86
X12	-29.87	-139.82
X13	-33.96	-314.77
X14	-6.5	-32.2
X15	-14.39	-86
X16	-6.93	-31.33
X17	-10.67	-68.35
Y1	-37.95	-234.16
Y2	-38.92	-291.62
Y3	-37.63	-220.58
Y4	-39.09	-273.59
Y5	-4.27	-19.52
Y6	-13.58	-58.12
Y7	-7.07	-19.89
Y8	-12.42	-63.29
Y9	-13.57	-48.74
Y10 (*)	-34.62	-138
Y11	-13.09	-44.68
Y12 (*)	-34.53	-139.8
Y13	-25.36	-104.15

Tabla 17. Resumen de los valores elásticos de cortante y momento del primer entrepiso MidasGen

Fuente: Propia

1.5. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERIA

1.5.1. Verificaciones para el Diseño

Se realiza el cálculo de resistencia global, fuerzas internas ante sismo severo y verificación del agrietamiento, para dicho procedimiento se tienen en cuenta esta serie de variables:

- ✓ L: Longitud de muro (m)
- ✓ P_g : carga axial de gravedad (PD+25%PL)
- ✓ V_e y M_e : Fuerza cortante y momento flector por sismo moderado
- ✓ α : Factor de reducción por esbeltez ($V_e * L / M_e$)
- ✓ $V'm$: Resistencia a la fuerza cortante
- ✓ V_{m1} / V_{e1} : Factor de amplificación para pasar de la condición de sismo severo, solo se calcula en el primer piso de cada muro
- ✓ V_u : Fuerza cortante Última ante sismo severo
- ✓ M_u : Momento flector último ante sismo severo

Se debe verificar que se cumplan estos requisitos

- ✓ La resistencia global a la fuerza cortante debe ser mayor o igual que la fuerza producida por el sismo severo ($\sum V'm \geq V_E$, y en el caso que la sumatoria de cortantes resistentes mucho mayor al cortante debido al sismo severo ($\sum V'm \geq 3 * V_E$), se puede dar por concluido el análisis y diseñar con refuerzo mínimo, pues esto indica que los muros se comportarían de manera elástica ante un sismo severo.
- ✓ Ningún muro debe agrietarse ante sismo moderado, es decir, $V_e < 0.55V'm$, se puede tener un 5% de tolerancia respecto al valor establecido.

Al no cumplirse cualquiera de estos dos requisitos, deberá cambiarse la calidad de albañilería, convertir un muro a placa o cambiar el espesor de dicho muro, pero

con estos dos últimas alternativas se tendrá que analizar el edificio nuevamente, ya que es un cambio significativo a nivel de rigidez y resistencia.

Cabe mencionar que todos los muros de un piso superior cuyo cortante actuante sea mayor que el cortante resistente ($V_u > V'_m$), se agrietara por corte y se diseñara como un muro de primer piso.

Es de mucha importancia resaltar que esta nueva propuesta de diseño de albañilería confinada, se promueve la falla a flexión antes que por corte, y para que esto suceda los muros de albañilería deben tener suficiente resistencia al cortante de agrietamiento, y una menor capacidad de resistir el cortante producido por el momento plástico. Así aseguraremos que el muro falle a flexión antes que por cortante.

A continuación se muestra la verificación de resistencia global y agrietamiento del muro. (Anexo 6 - Verificación de resistencia global y agrietamiento en muro del resto de pisos)

Muros en dirección “X” – Primer Piso

Muro	Cantidad	L (m)	t (m)	PG(kg)	Ve(ton)	Me(ton-m)	α	Vm(ton)	.55Vm(ton)		Vm/Ve1	Vu(ton)	Mu(ton-m)
X1	2	2.00 m	0.24	30103.3 kg	-8.6	-33.62	0.51	20.98	11.54	Cumple	2.00	-17.2	-67.24
X2	2	3.20 m	0.24	51389.0 kg	-18.6	-90.22	0.66	40.81	22.45	Cumple	2.00	-37.2	-180.44
X3	2	2.00 m	0.24	26157.8 kg	-9.1	-31.24	0.58	22.02	12.11	Cumple	2.00	-18.2	-62.48
X4	1	2.75 m	0.24	43623.8 kg	-12.36	-72.94	0.47	27.63	15.20	Cumple	2.00	-24.72	-145.88
X5	2	2.00 m	0.24	30497.1 kg	-9.03	-30.12	0.60	23.48	12.92	Cumple	2.00	-18.06	-60.24
X6	1	2.75 m	0.24	51060.7 kg	-11.93	-71.13	0.46	29.16	16.04	Cumple	2.00	-23.86	-142.26
X7	2	2.00 m	0.24	37321.2 kg	-7.09	-33.4	0.42	20.25	11.14	Cumple	2.00	-14.18	-66.8
X8	2	3.20 m	0.24	58983.2 kg	-15.8	-90.91	0.56	38.01	20.91	Cumple	2.00	-31.6	-181.82
X9	2	3.20 m	0.24	50771.0 kg	-14.38	-91.89	0.50	33.69	18.53	Cumple	2.00	-28.76	-183.78
X10	1	5.65 m	0.24	93449.7 kg	-135.08	-640.12	1.00	104.15	57.28	-	2.00	-270.16	-1280.24
X11	2	2.00 m	0.24	36794.1 kg	-7.76	-30.16	0.51	22.60	12.43	Cumple	2.00	-15.52	-60.32
X12	2	4.35 m	0.24	71974.1 kg	-29.87	-134.98	0.96	74.07	40.74	Cumple	2.00	-59.74	-269.96
X13	2	5.65 m	0.24	109070.9 kg	-33.96	-308.8	0.62	73.30	40.32	Cumple	2.00	-67.92	-617.6
X14	2	2.00 m	0.24	30103.3 kg	-6.5	-30.83	0.42	18.51	10.18	Cumple	2.00	-13	-61.66
X15	2	3.20 m	0.24	50983.5 kg	-14.39	-84.57	0.54	35.66	19.61	Cumple	2.00	-28.78	-169.14
X16	2	2.00 m	0.24	34146.1 kg	-6.93	-29.44	0.47	20.79	11.43	Cumple	2.00	-13.86	-58.88
X17	1	2.75 m	0.24	47070.6 kg	-10.67	-63.79	0.46	28.20	15.51	Cumple	2.00	-21.34	-127.58

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1078ton > 1041ton

Tabla 18. Verificación de resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “X”. **Fuente:** Propia

Muros en dirección “Y” – Primer Piso

Muro	Cantidad	L (m)	t (m)	PG(kg)	Ve(ton)	Me(ton-m)	α	Vm(ton)	.55Vm(ton)		Vm/Ve1	Vu(ton)	Mu(ton-m)
Y1	2	4.75 m	0.24	68047.0 kg	-37.95	-177.33	1.00	80.89	44.49	Cumple	2.00	-75.9	-354.66
Y2	2	5.08 m	0.24	71867.4 kg	-38.92	-219.55	0.90	79.36	43.65	Cumple	2.00	-77.84	-439.1
Y3	2	4.75 m	0.24	87146.0 kg	-37.63	-182.02	0.98	84.11	46.26	Cumple	2.00	-75.26	-364.04
Y4	2	5.08 m	0.24	86384.3 kg	-39.09	-222.8	0.89	82.05	45.13	Cumple	2.00	-78.18	-445.6
Y5	2	1.50 m	0.24	19330.5 kg	-4.27	-17.53	0.37	11.97	6.59	Cumple	2.00	-8.54	-35.06
Y6	2	2.54 m	0.24	51316.8 kg	-13.58	-51.84	0.67	35.02	19.26	Cumple	2.00	-27.16	-109.68
Y7	2	1.60 m	0.24	23124.2 kg	-7.07	-17.42	0.65	19.59	10.77	Cumple	2.00	-14.14	-34.84
Y8	2	2.60 m	0.24	50514.9 kg	-12.42	-56.73	0.57	31.95	17.57	Cumple	2.00	-24.84	-113.46
Y9	2	2.45 m	0.24	36665.2 kg	-13.57	-44.63	0.74	33.50	18.42	Cumple	2.00	-27.14	-89.26
Y10	2	2.55 m	0.24	47637.9 kg	-34.62	-127.9	1.00	47.00	25.85	-	2.00	-69.24	-255.8
Y11	1	2.45 m	0.24	35975.8 kg	-13.09	-44.68	0.72	32.43	17.84	Cumple	2.00	-26.18	-89.36
Y12	1	2.55 m	0.24	45339.2 kg	-34.53	-139.8	1.00	47.00	25.85	-	2.00	-69.06	-279.6
Y13	1	3.73 m	0.24	63086.7 kg	-25.36	-104.15	0.91	61.04	33.57	Cumple	2.00	-50.72	-208.3

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1151ton > 1041to

Tabla 19. Verificación de resistencia global y agrietamiento de muros en dirección “Y”. **Fuente:** Propia

La presencia de placas de concreto armado ayudan a tener una mayor capacidad de resistencia al cortante en toda la edificación, por lo tanto una menor demanda de la misma para los muros de albañilería, los cuales se comprueba que no sufren fisuras frente a un sismo moderado ($0.55V'm > Vu$), y que su resistencia global al cortante es satisfactoria, ya que el cortante resistente de los muros en ambas direcciones es mayor al cortante producido por el sismo severo ($\Sigma Vm < VE$).

Se justifica entonces la colocación de placas de concreto armado distribuidas de tal manera que no altere el centro de gravedad ni genere torsiones indeseadas ante un eventual movimiento sísmico.

1.6. DISEÑO

1.6.1. Muros de albañilería agrietados por sismo severo

Se realizara el diseño de acuerdo a la norma E.070, teniendo en cuenta que los muros esbeltos fallaran por flexión, pero deberán tener la capacidad suficiente de resistencia al cortante, para q no fallen por corte antes que por flexión.

Se realizar un desarrollo el diseño detallado del muro “X1”, el mismo procedimiento se realizó para el resto de muros. (Anexo 7 - tabla resumen de acero en columnas de confinamiento)

Diseño de columnas de confinamiento

Fuerza cortante en columnas externas de confinamiento

$$V_c = 1.5 \times \frac{V_{m1} \times L_m}{L(N_c + 1)} \quad (\text{E.070 - Tabla 11})$$

Donde:

- ✓ V_{m1} : Cortante resistente del muro
- ✓ L_m : Longitud del paño mayor o $0.5L$, lo que sea mayor (en muros de un paño $L_m=L$)
- ✓ N_c : Número de columnas de confinamiento

$$V_{c1} = V_{c2} = 1.5 \times \frac{20.98 \times 2.00}{2(2 + 1)} = 10.49 \text{ ton}$$

Calculo de carga a compresión de la columna

$$Pm = \frac{Pg}{2}$$

- ✓ Pm : Peso del muro sobre las columnas
- ✓ Pg: Carga de gravedad con sobrecarga reducida (25%)

$$Pm1 = Pm2 = \frac{30.1}{2} = 15.05 \text{ ton}$$

Aporte del muro transversal al peso del muro

Mayor valor de:

- ✓ $\frac{\text{Longitud del muro transversal}}{4}$ o
- ✓ 6t
- ✓ Pero no mayor que : $\frac{\text{Longitud del muro trans.}}{2}$

Entonces $\beta 1$:

- ✓ $\frac{4.27m}{4} = 1.07m$
- ✓ $6 \times 0.24 = 1.44m$

Usar: 1.44 m

Carga de aporte del muro transversal

$$Pm' = \frac{Pg_{trans}}{Long.Trans} \times Long. aport$$

$$Pm1' = \frac{68.05}{4.51} \times 1.44 = 21.73 \text{ ton}$$

Carga Total a compresión de columnas de confinamiento

$$Pc = Pm + Pm'$$

$$Pc1 = Pm1 + Pm1' = 15.05\text{ton} + 21.73\text{ton} = 36.78 \text{ ton}$$

$$Pc2 = Pm2 + Pm2' = 15.05\text{ton}$$

Calculo de la fuerza Axial producida por el Momento

$$M = M_{ui} - 1/2 \times V_{mi} \times h \text{ ("h" es la altura de entrepiso)} \quad (\text{Ecuación 17})$$

$$F = C' = T' = M/L$$

Entonces:

$$\checkmark M = 67.24 - \frac{1}{2} \times 20.98 \times 3 = 35.77 \text{ ton-m}$$

$$\checkmark F = 35.77/2.00 = 17.89 \text{ ton}$$

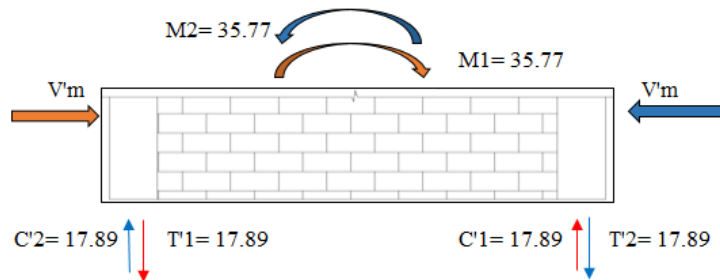


Figura 38. Fuerzas actuantes en el muro confinado
Fuente: Propia

Fuerza máxima a compresión de las columnas de confinamiento

$$C_{Max} = P_c + F$$

Entonces:

$$C1_{Max} = 36.78 \text{ ton} + 17.89 \text{ ton} = 54.66 \text{ ton}$$

$$C2_{Max} = 15.05 \text{ ton} + 17.89 \text{ ton} = 32.94 \text{ ton}$$

Fuerza máxima a compresión de las columnas de confinamiento

$$T_{Max} = F - P_c$$

Entonces:

$$T1_{Max} = 17.89 \text{ ton} - 36.78 \text{ ton} = - 18.89 \text{ ton} \text{ (NO HAY TRACCION)}$$

$$T2_{Max} = 17.89 \text{ ton} - 15.05 \text{ ton} = 2.84 \text{ ton}$$

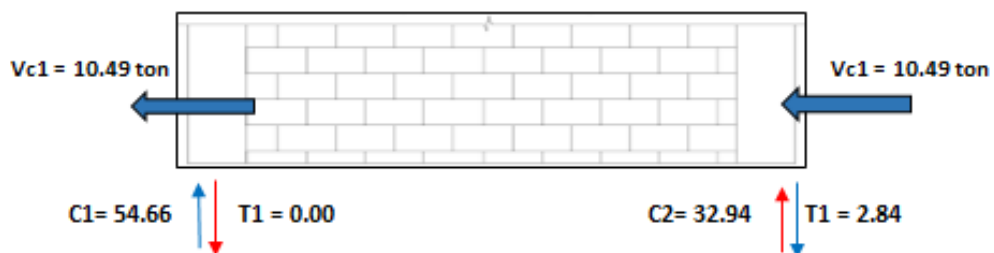


Figura 39. Fuerzas de diseño en el muro confinado.
Fuente: Propia

Determinación del refuerzo Vertical de los confinamientos (E0.70-27.3.a.2)

El refuerzo vertical a colocar en las columnas de confinamiento será capaz de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción, adicionalmente, desarrollara por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto y como mínimo se colocaran 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical será la suma del refuerzo requerido por corte-fricción y el refuerzo requerido por tracción.

Área de acero por corte-fricción

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f'_{ry} \times \mu \times \emptyset} \quad (\text{Ecuación 12})$$

Área de acero por tracción

$$A_{st} = \frac{T}{f'_{ry} \times \emptyset} \quad (\text{Ecuación 13})$$

Área de acero total longitudinal

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq \frac{0.1 \times f'_c \times A_c}{f'_y} \dots (\text{minimo: } 4\emptyset 8\text{mm}) \quad (\text{Ecuación 14})$$

Donde:

- ✓ μ : coeficiente de fricción ($\mu = 0.8$ para junta sin tratamiento y $\mu = 1$ para juntas en la que se haya eliminado la lechada del comento y sea intencionalmente rugosa)
- ✓ \emptyset : Factor de reducción de resistencia ($\emptyset = 0.85$)

Columnas 1 (derecha)**Área de acero por corte-fricción**

$$A_{sf} = \frac{10.49 \text{ ton}}{4.2 \times 0.8 \times 0.85} = 3.67 \text{ cm}^2$$

Área de acero por tracción

No hay tracción en dicha columnas, por lo que no se considera el refuerzo debido a esta acción

Área de acero mínimo

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 0.21 \times 24 \times 24}{4.2} = 2.88 \text{ cm}^2 \text{ ó } 4 \times 0.5 = 2 \text{ cm}^2$$

Usar: $A_{min} = 2.88 \text{ cm}^2$

Área de acero final:

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.88 \text{ cm}^2$$

Usar: 4 \emptyset 1/2" (5.08 cm²)

Columnas 2 (Izquierda)

Área de acero por corte-fricción

$$A_{sf} = \frac{10.49 \text{ ton}}{4.2 \times 0.8 \times 0.85} = 3.67 \text{ cm}^2$$

Área de acero por tracción

$$A_{sf} = \frac{2.84 \text{ ton}}{4.2 \times 0.9} = 0.75 \text{ cm}^2$$

Área de acero mínimo

$$A_{min} = \frac{0.1 \times 0.21 \times 24 \times 24}{4.2} = 2.88 \text{ cm}^2 \text{ ó } 4 \times 0.5 = 2 \text{ cm}^2$$

Usar: $A_{min} = 2.88 \text{ cm}^2$

Área de acero final:

$$A_s = 3.67 \text{ cm}^2 + 0.75 \text{ cm}^2 = 4.42 \text{ cm}^2 > A_{min} = 2.88 \text{ cm}^2$$

Usar: 4 \emptyset 1/2" (5.08 cm²)

Determinación del área de concreto de los confinamientos

Área del núcleo confinado

El área de la sección de concreto se calculara 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 del núcleo bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión (E.070).

$$A_n = A_s + \frac{C/\emptyset - A_s \times f'ry}{0.85 \times \delta \times f'rc} \quad (\text{E070-27.3.a.1})$$

Donde:

- ✓ ϕ : 0.7 o 0.75, según se utilice estribos cerrados o zunchos respectivamente
- ✓ δ : 0.8 o 1, para columnas sin muros transversales y con muros transversales respectivamente

Columnas 1 (Derecha)

$$A_n = 5.16 + \frac{54.66/.85 - 5.16 \times 4.2}{0.85 \times 1 \times A_{cf}0.21} = 321.22 \text{ cm}^2$$

Área del núcleo de confinado

$$A_n = (24 - 4) \times (24 - 4) = 400 \text{ cm}^2 > 321.22 \text{ cm}^2 \text{ (Sección correcta)}$$

Columnas 2 (Izquierda)

$$A_n = 5.16 + \frac{32.94/.85 - 5.16 \times 4.2}{0.85 \times 1 \times 0.21} = 182.88 \text{ cm}^2$$

Área del núcleo de confinado

$$A_n = (24 - 4) \times (24 - 4) = 400 \text{ cm}^2 > 182.88 \text{ cm}^2 \text{ (Sección correcta)}$$

Área del núcleo por corte-fricción

La sección transversal de las columnas de confinamiento se diseñara para soportar la acción de corte y fricción, con la expresión siguiente:

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 \times f_{rc} \times \phi} \geq A_c \geq 15t(\text{cm}^2) \quad (\text{E.070} - 27.3.3.a1)$$

Columnas 1 (Derecha)

$$A_n = \frac{10.49}{0.2 \times 0.21 \times 0.85} = 293.84 \text{ cm}^2$$

No menor de:

$$A_n = 15 \times 24\text{cm} = 360 \text{ cm}^2$$

Área de corte de la columna

$$A_{corte} = 24\text{cm} \times 24\text{cm} = 576 \text{ cm}^2 > 360\text{cm}^2 \text{ (Sección correcta)}$$

Columnas 2 (Derecha)

$$A_n = \frac{10.49}{0.2 \times 0.21 \times 0.85} = 293.84 \text{ cm}^2$$

No menor de:

$$A_n = 15 \times 24 \text{ cm} = 360 \text{ cm}^2$$

Área de corte de la columna

$$A_{\text{corte}} = 24 \text{ cm} \times 24 \text{ cm} = 576 \text{ cm}^2 > 360 \text{ cm}^2 \text{ (Sección correcta)}$$

Calculo del refuerzo horizontal

Se usó estribos cerrado de 3/8", con un área transversal de 0.71cm² y dos ramas por dirección.

Separación máxima del refuerzo horizontal (E0.70-21.3.a.3)

$$S_1 = \frac{A_s \times f'_{ty}}{0.3 \times t_n \times f'_{tc} \times (A_c / A_n - 1)} \quad \text{(Ecuación 15)}$$

$$S_2 = \frac{A_s \times f'_{ty}}{0.12 \times t_n \times f'_{tc}} \quad \text{(Ecuación 16)}$$

$$S_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm}$$

$$S_4 = 10 \text{ cm}$$

Longitud de confinamiento

$$L_1 = 45 \text{ cm}$$

$$L_2 = 1.5 \times t$$

Columna 1(derecha)

$$S_1 = \frac{4.2 \times 1.42}{0.3 \times 20 \times 0.21 \times (576/400 - 1)} = 10.76 \text{ cm}^2$$

$$S_2 = \frac{4.2 \times 1.42}{0.12 \times 20 \times 0.21} = 11.83 \text{ cm}^2$$

$$S_3 = \frac{24}{4} \geq 6 \text{ cm}$$

$$S_4 = 10cm$$

Usa: 1@0.05, 4@0.10, resto @ 0.25 c/extremo

Columna 2(izquierda)

$$S_1 = \frac{4.2 \times 1.42}{0.3 \times 20 \times 0.21 \times (576/400 - 1)} = 10.76 cm^2$$

$$S_2 = \frac{4.2 \times 1.42}{0.12 \times 20 \times 0.21} = 11.83cm^2$$

$$S_3 = \frac{24}{4} \geq 6 cm$$

$$S_4 = 10cm$$

Usa: 1@0.05, 4@0.10, resto @ 0.25 c/extremo

Diseño de viga solera

$$T_s = V_{m1} \times \frac{L_m}{2 \times L} \quad (E.070-27.3.b)$$

$$A_s = \frac{T_s}{\phi \times f'y} \geq \frac{0.1 \times f'c \times A_{cr}}{f'y} \dots (minimo 4\phi 8mm) \quad (Ecuación 17)$$

Fuerza a tracción

$$T_s = 20.98 \times \frac{2}{2 \times 2} = 10.49$$

Área de acero de viga solera

$$A_s = \frac{10.49}{\phi \times 4.20} = 2.78 cm^2 > minima, 2cm^2$$

Usar: 4\phi 1/2"

1.6.2. Diseño de Vigas de Concreto armado

La resistencia requerida se obtiene del artículo 9.2 de la norma E 0.60:

- ✓ $U = 1.4CM + 1.7 CV$
- ✓ $U = 1.25CM + 1.25CV \pm EQ(\text{Sismos})$
- ✓ $U = 0.90CM \pm EQ(\text{Sismo})$

Le analizara la viga V24x50 ubicada en la entrada principal del edificio

Se asumirá un diámetro de 1/2" de acero tentativo distribuido en una sola capa.

- ✓ $b = 0.24$
- ✓ $h = 0.50$
- ✓ $r = 4 \text{ cm (recubrimiento)}$
- ✓ $\varnothing_{est} = 0.95\text{cm (3/8")}$
- ✓ $db = 1.27\text{cm (1/2", diámetro de la barra tentativa)}$
- ✓ $d = 50 - \left(4 + 0.95 + \frac{1.27}{2}\right) = 44.65\text{cm}^2$

Se asignó las cargas muertas, vivas y sísmicas al programa MidasGen, del cual se sacaras los diagramas de cortante y momento flector para poder diseñar dicha viga

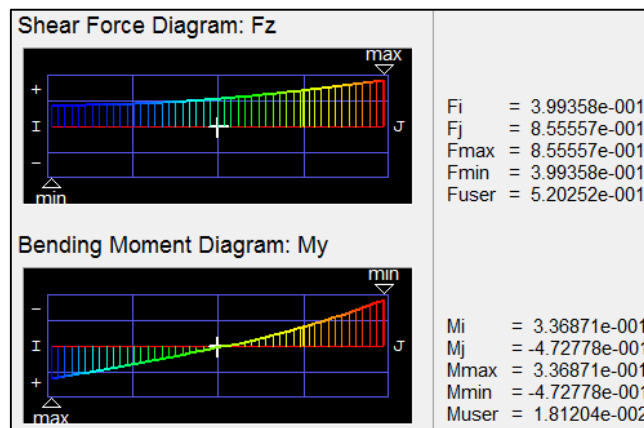


Figura 40. Fuerzas internas de cortante y momento debido a la carga muerta

Fuente: Propia

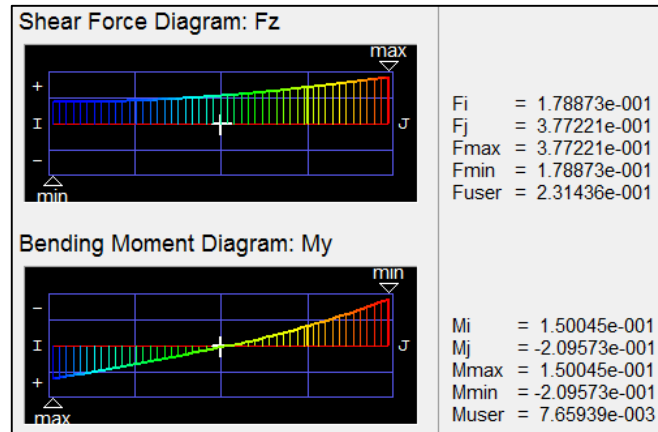


Figura 41. Fuerzas internas de cortante y momento debido a la carga viva

Fuente: Propia

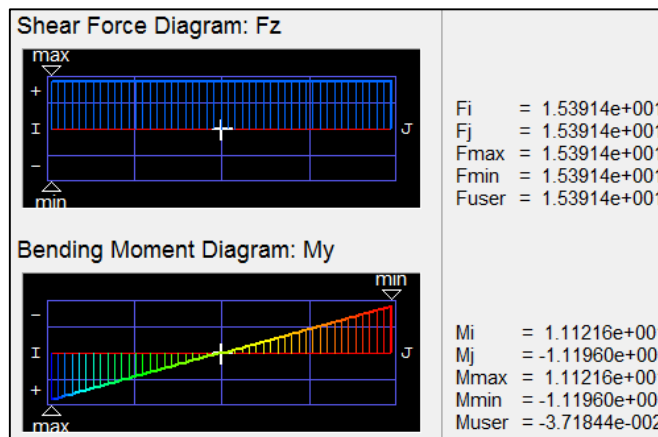


Figura 42. Fuerzas internas de cortante y momento debido al sismo

Fuente: Propia

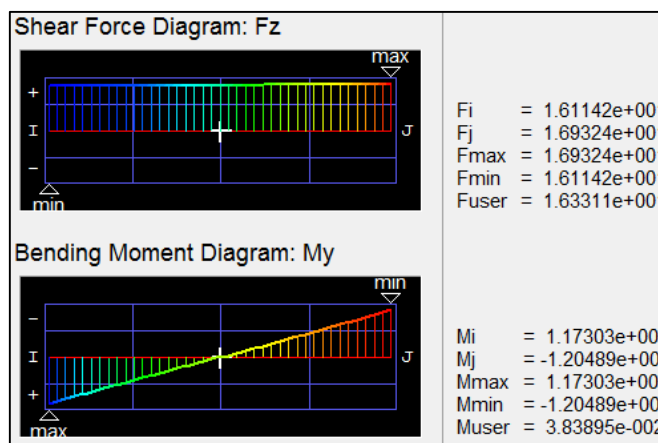


Figura 43. Fuerzas internas de cortante y momento debido a la envolvente de cargas

Fuente: Propia

Verificar acero mínimo

Según el artículo 10.5.1 de la E.060

Para cualquier sección de un elemento estructural – excepto en zapatas y losas macizas sometido a flexión, donde por el análisis se requiera refuerzo de acero en tracción, el área de acero que se proporcione será la necesaria para que la resistencia de diseño de la sección sea por menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$)

$$f_r = 2\sqrt{f'c} \quad (E0.60 - 9.12)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{y_t} \quad (E0.60 - 10.3)$$

Reemplazamos:

$$f_r = 2\sqrt{210} = 28.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_g = \frac{24 \times 50^3}{12} = 250000 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

$$M_{cr} = \frac{28.98 \times 250000}{25} = 289800 \text{ kg} - \text{cm} = 2.89 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\phi M_n \geq 1.2 \times 2.89 = 3.47 \text{ ton} - \text{m}$$

Acero mínimo:

$$\alpha = \frac{210}{1.18 \times 4200} = 0.0424$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{3.47E5}{0.9 \times 24 \times 44.65^2} \times \frac{2 \times 0.0424}{4200}} = 0.0020$$

$$A_s \text{ min} = \rho \times b \times d = 0.0020 \times 44.65 \times 24 = 2.10 \text{ cm}^2$$

Según el artículo 10.5.2 de la E.060

Área mínima de refuerzo por tracción de las secciones rectangulares y de las secciones T con el ala en compresión, no será menor de:

$$A_{S_{min}} = \frac{0.70 \times \sqrt{f'c}}{f'ly} \times bw \times d \quad (\text{E060 - 10.4})$$

Reemplazamos:

$$A_{S_{min}} = \frac{0.70 \times \sqrt{210}}{4200} \times 24 \times 44 = 2.55 \text{ cm}^2$$

Verificar acero máximo

Según el artículo 10.3.4 de la E.060

El elemento no pre esforzado sujeto a flexión o flexo compresión en los cuales ϕPn sea menor que $0.1 \times f'c \times Ag$, el refuerzo de acero en tracción no deberá exceder de $0.75 A_{sb}$, donde A_{sb} es la cantidad de acero en tracción que produce la falla balanceada en la sección.

$$\rho_{sb} = \beta_1 \times 0.85 \times \frac{f'c}{f'ly} \times \left(\frac{6000}{6000 + f'ly} \right) \quad (\text{Ecuación 18})$$

Donde:

$$\checkmark \beta_1 = 0.85, \text{ para concreto menores a } 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$\checkmark \beta_1 = 0.85 - 0.05 \times \left(\frac{f'c - 280}{70} \right) \geq 0.65, \text{ para concretos mayores a } 280$$

Reemplazamos:

$$\rho_{sb} = 0.85 \times 0.85 \times \frac{210}{4200} \times \left(\frac{6000}{6000 + 4200} \right) = 0.021$$

Entonces:

$$A_{sb} = \rho_{sb} \times b \times d = 0.021 \times 24 \times 44.65 = 22.50 \text{ cm}^2$$

Diseño por Flexión

Con los momentos obtenidos del MidasGen se procede a determinar la cantidad de acero requeridor por flexión

$$\alpha = \frac{f'c}{1.18 \times fy} \quad (\text{Ecuación 19})$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{Mu}{\phi \cdot b \cdot d^2} \times \frac{2\alpha}{fy}} \quad (\text{Ecuación 20})$$

Reemplazamos:

Area de Acero Positivo

$$\alpha = \frac{210}{1.18 \times 4200} = 0.0424$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{11.7E5}{0.9 \times 24 \times 44.65^2} \times \frac{2 \times 0.0424}{4200}} = 0.0071$$

$$As (+) = \rho \times b \times d = 0.0071 \times 44.65 \times 24 = 7.57 \text{ cm}^2$$

Usar : 6 \emptyset 1/2" (7.74cm²)

Area de Acero Negativo

$$\alpha = \frac{210}{1.18 \times 4200} = 0.0424$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{12.05E5}{0.9 \times 24 \times 44.65^2} \times \frac{2 \times 0.0424}{4200}} = 0.0073$$

$$As(-) = \rho \times b \times d = 0.0073 \times 44.65 \times 24 = 7.81 \text{ cm}^2$$

Usar : 6 \emptyset 1/2" (7.74cm²)

Verificar el ancho mínimo

Se debe verificar cuantas barras puedes estar alojada en una cada capa, para un ancho de viga de 24 cm.

$$b_{min} = 2r + 2 \times \emptyset_{estribo} + n \times db + (n - 1) \times S$$

Donde:

r: Recubrimiento

n: Numero de barras

db: diámetro de barra de refuerzo

S: Separación mínima entre barras

La separación entre barra y barra debe ser la mayor de cualquiera de cualquiera de estas dos, el diámetro de la barra o 2.54cm

$$\checkmark db = 1/2'' = 1.27 \text{ cm}$$

$$\checkmark 2.54\text{cm}$$

$$b_{min} = 2 \times 4 + 2 \times .95 + 3 \times 1.27 + (3 - 1) \times 2.54 = 18.79\text{cm} > 24\text{cm}$$

(correcto)

Verificar disposición del refuerzo longitudinal

De acuerdo al artículo 21.4.4 de la E.060 se debe cumplir:

- ✓ Refuerzo continuo a todo lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior con un área de acero no menor a las especificadas en 10.5.1 y 10.5.2
- ✓ La resistencia al momento positivo en la cara del nudo no será menor que 1/3 de la resistencia a momento negativo en la misma cara del nudo. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deber ser mayores de 1/4 de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquier de los nudos.

Para la viga V24x50, en análisis se dispuso 6Ø1/2" tanto positivo como negativo:

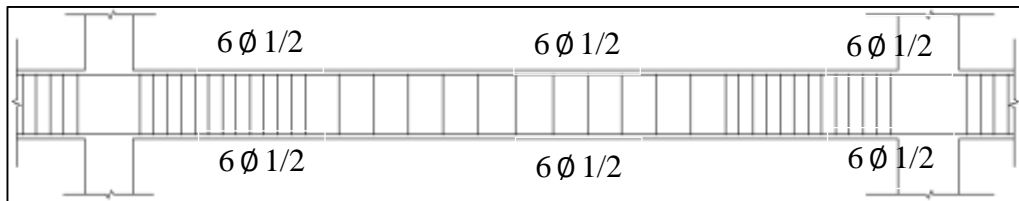


Figura 44. Disposición del acero de refuerzo en toda la viga

Fuente: Propia

$$\checkmark \text{As corrido} = 7.74 \text{ cm} (6\text{Ø}1/2'') > \text{Asmin} = 2.55\text{cm}^2$$

$$\checkmark \text{Momento nominal negativo}$$

$$\text{As}(-) = 7.74 \text{ cm} (6\text{Ø}1/2'')$$

$$a = \frac{7.74 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 24} = 7.59\text{cm}$$

$$\phi Mn(-) = \frac{0.9 \times 7.74 \times 4.2}{100} \left(44.65 - \frac{7.59}{2} \right) = 11.95 \text{ ton} - m > \frac{\phi M_{max}}{4}$$

- ✓ Momento nominal negativo

$$As(-) = 7.74 \text{ cm (6}\phi 1/2\text{")}$$

$$a = \frac{7.74 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 24} = 7.59 \text{ cm}$$

$$\phi Mn(-) = \frac{0.9 \times 7.74 \times 4.2}{100} \left(44.65 - \frac{7.59}{2} \right) = 11.95 \text{ ton} - m > \frac{\phi M_{max}}{4}$$

- ✓ Como el refuerzo es el mismo en todo lo largo de la viga (6 ϕ 1/2"), este segundo acápite se cumple, el momento resistente es el mismo en todas las secciones el cual es mayor a 1/4 del máximo resistente.

Diseño por Cortante

La resistencia a la fuerza cortante en vigas, es la suma del aporte del concreto y el refuerzo transversal (estribos)

$$Vu \leq \phi Vn \quad \text{En todas las secciones del elemento}$$

$$Vn = Vc + Vs \quad \text{Aportes del concreto y refuerzo en el alma}$$

$$Vu \leq \phi (Vc + Vs) \quad \text{Condicion del diseño por resistencia}$$

La fuerza cortante Vu se obtiene a una distancia "d" de la cara del apoyo, según el artículo 11.1.3.1 de la E.060, por lo tanto se empleara $Vu = 16.9 \text{ ton}$

El aporte del concreto viene dado por la siguiente expresión:

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \quad (\text{E060} - 11.3)$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{210} \times 24 \times 44.65 = 8.23 \text{ ton}$$

$Vu = 16.9 \text{ ton} > Vc = 8.23 \text{ ton}$, se tendrá que colocar estribos para soportar el cortante remanente

Cortante máximo resistente

Para asegurar una falla dúctil el valor de V_s no debe exceder $2.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d$ independientemente de la cantidad de acero utilizado en el alma.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{16.9}{.85} - 8.23 = 11.65 \text{ ton}$$

$$V_s = 11.65 \text{ ton} < 2.1 \times \sqrt{210} \times 24 \times 44.65 = 32.61 \text{ ton}$$

Separación máxima de estribos

Según el artículo 11.5.5, la separación entre estribos cuando $V_s < V_{s.\text{lim}}$, no debe ser mayor que el menor de estos dos:

- ✓ $d/2$
- ✓ 60 cm

Y cuando $V_{s.\text{max}} > V_s > V_{s.\text{lim}}$, la separación antes calculada se deberán reducir a la mitad:

- ✓ $d/4$
- ✓ 30 cm

Donde:

$$V_{s.\text{max}} = 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d = 32.61 \text{ ton}$$

$$V_{s.\text{lim}} = 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times bw \times d = 1.1 \times \sqrt{210} \times 24 \times 44.65 = 17.08 \text{ ton}$$

Reemplazando:

$$V_s = 11.65 \text{ ton} < V_{s.\text{Lim}}$$

La separación máxima será la menor de estas dos:

- ✓ $44.65/2 = 22.33$
- ✓ 60cm

La separación máxima permitida según la norma será de 20 cm

Separación de estribos

Según el artículo 11.5.7, cuando se utilice refuerzo para corte en forma perpendicular al eje del elemento se deberá usar la siguiente formula:

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (\text{E060} - 11.15)$$

Donde:

- S: Separación entre estribos
Av: área del refuerzo transversal, proporcionada por las ramas del estribo ubicado en el alma
fy: Fluencia del acero transversal
d: Peralte efectivo de la sección
Vs: Cortante remanente

Reemplazando:

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 44.65}{11.65} = 22.86 \text{ cm}$$

Separación de estribos por confinamiento

Según el artículo 21.4.4, en ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento del apoyo hacia el centro de la luz.

$$L_o = 2h = 2 \times 0.50 = 1.00 \text{ m}$$

Además, el espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de estos 4:

- ✓ $d/4$ (no es necesario que sea menor a 15 cm)
- ✓ 10 veces el diámetro de la barra longitudinal
- ✓ 24 veces el diámetro de la barra del estribo
- ✓ 30 cm

Reemplazando:

- ✓ $44.65/4 = 11.16 \text{ cm}$
- ✓ $10 \times 1.27 = 12.7 \text{ cm}$
- ✓ $24 \times 0.95 = 22.80 \text{ cm}$
- ✓ 30 cm

Separación máxima por confinamiento será de 10 cm

Fuera de esta longitud de confinamiento, los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento. En todo el elemento la separación de los estribos, no deberá ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

- ✓ $0.5 \times 44.65 = 22.33 \text{ cm}$
- ✓ 22.86 cm (la requerida por cortante)

Separación máxima fuera de la zona de confinamiento será de 20 cm

Calculo del refuerzo por resistencia probable

Según el artículo 21.4.3, la fuerza cortante de diseño V_u de las vigas, que resistente efectos sísmicos, no debe ser menor que el menor valor de a) y b)

- a) La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.

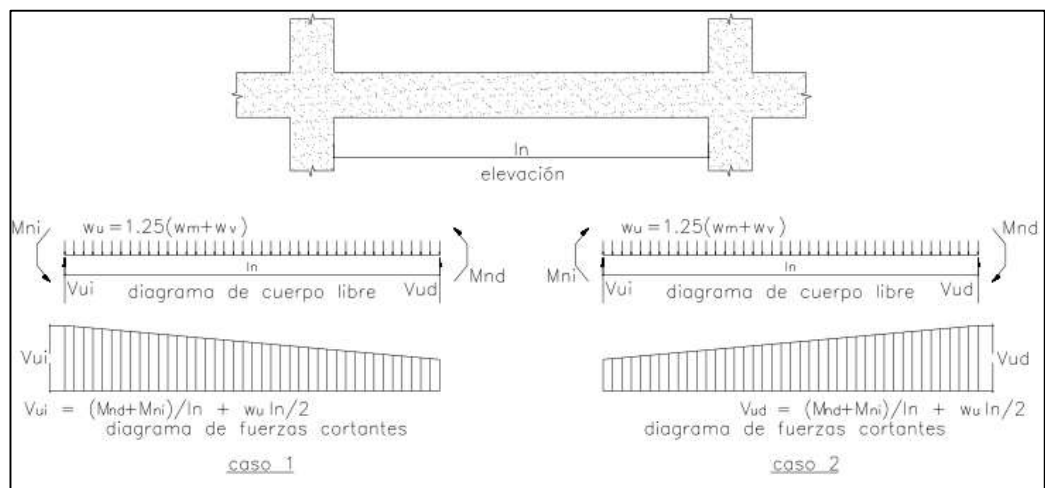


Figura 45. Figura de fuerzas cortantes de diseño de vigas

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones (2006). Perú: sencico

- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño de 9.2.3 con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5

Desarrollo:

a)

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot f'c \cdot b} \quad (\text{Ecuación 21})$$

$$Mn = As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (\text{Ecuación 22})$$

Sismo de izquierda a derecha

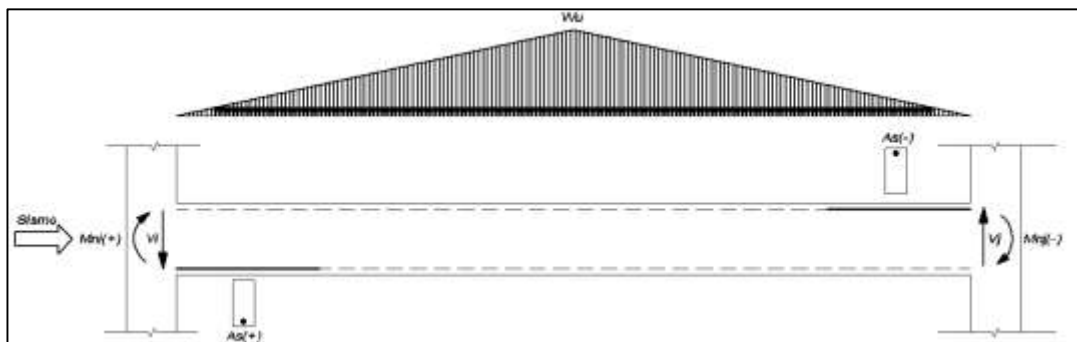


Figura 46. Convención de signos de las fuerzas internas de la viga con sismo positivo

Fuente: Propia

Cálculo de Mni:

$$As(-) = 7.74 \text{ cm (6}\phi 1/2\text{")}$$

$$a = \frac{7.74 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 24} = 7.59 \text{ cm}$$

$$Mn(-) = \frac{7.74 \times 4.2}{100} \left(44.65 - \frac{7.59}{2}\right) = 13.28 \text{ ton} - m$$

Cálculo de Mnj:

$$As(-) = 7.74 \text{ cm (6}\phi 1/2\text{")}$$

$$a = \frac{7.74 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 24} = 7.59 \text{ cm}$$

$$Mn(-) = \frac{7.74 \times 4.2}{100} \left(44.65 - \frac{7.59}{2}\right) = 13.28 \text{ ton} - m$$

Calculo del cortante isostático

Cálculo de carga ultima (Wu):

Carga muerta (peso propio losa maciza)

$$\checkmark W_d = 0.60m \times 0.15m \times 2400 \frac{kg}{m^3} = 216 kg/m$$

Carga viva (sobrecarga de losa)

$$\checkmark W_l = 200 \frac{kg}{m^2} \times 0.60m = 120 kg/m$$

Carga ultima 1.25 (Wd+Wl)

$$\checkmark W_u = 1.25 \times (216 + 120) = 420 kg/m$$

Calculo de reacciones en los apoyos isostáticos

$$R_i = R_j = \frac{420kg/m \times \frac{1.20m}{2}}{2} = 126 ton$$

Equilibrio de fuerzas

$$W_x = \frac{420 kg/m \times "X"}{0.60m} = 700x$$

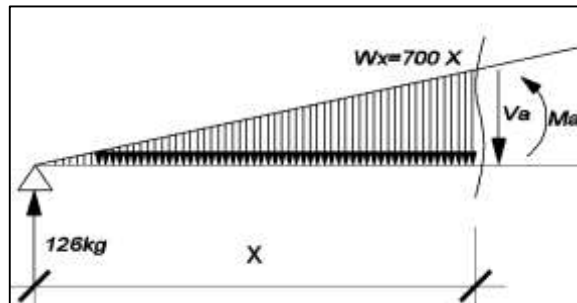


Figura 47. Isostatización para el cálculo de fuerzas internas de la viga

Fuente: Propia

$$\Sigma FY = 0, 0 < X < 0.6m$$

$$V_a = 126 - \frac{700 \times X^2}{2}$$

$$\Sigma Ma = 0, 0 < X < 0.6m$$

$$M_a = 126X - \frac{700 \times X^3}{6}$$

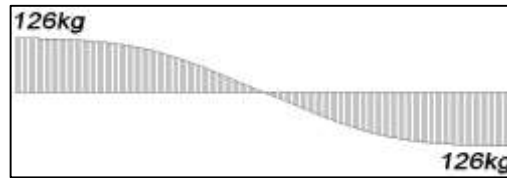


Figura 48. Diagrama de cortante isostático

Fuente: Propia

Calculo del cortante último

$$V_i = 0.126 \text{ ton} - \frac{13.28 \text{ ton} - m + 13.28 \text{ ton} - m}{1.20 \text{ m}} = -22.13 \text{ ton}$$

$$V_j = 0.126 \text{ ton} + \frac{13.28 \text{ ton} - m + 13.28 \text{ ton} - m}{1.20 \text{ m}} = 22.26 \text{ ton}$$

Sismo de derecha a izquierda

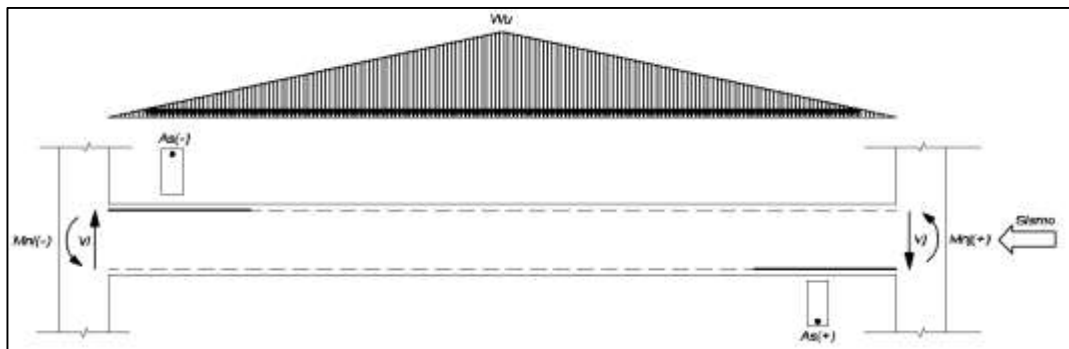


Figura 49. Convención de signos de las fuerzas internas de la viga con sismo negativo

Fuente: Propia

Cálculo de M_{ni} :

$$A_{s(-)} = 7.74 \text{ cm (6}\phi 1/2\text{")}$$

$$a = \frac{7.74 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 24} = 7.59 \text{ cm}$$

$$M_n(-) = \frac{7.74 \times 4.2}{100} \left(44.65 - \frac{7.59}{2} \right) = 13.28 \text{ ton} - m$$

Cálculo de M_{nj} :

$$A_{s(-)} = 7.74 \text{ cm (6}\phi 1/2\text{")}$$

$$a = \frac{7.74 \times 4.2}{0.85 \times 0.21 \times 24} = 7.59 \text{ cm}$$

$$Mn(-) = \frac{7.74 \times 4.2}{100} \left(44.65 - \frac{7.59}{2} \right) = 13.28 \text{ ton} - m$$

Calculo del cortante isostático

Cálculo de carga ultima (Wu):

Carga muerta (peso propio losa maciza)

$$\checkmark W_d = 0.60 \text{ m} \times 0.15 \text{ m} \times 2400 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 216 \text{ kg/m}$$

Carga viva (sobrecarga de losa)

$$\checkmark W_l = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \times 0.60 \text{ m} = 120 \text{ kg/m}$$

Carga ultima 1.25(Wd+Wl)

$$\checkmark W_u = 1.25 \times (216 + 120) = 420 \text{ kg/m}$$

Calculo de reacciones en los apoyos isostáticos

$$R_i = R_j = \frac{420 \text{ kg/m} \times \frac{1.20 \text{ m}}{2}}{2} = 126 \text{ ton}$$

Equilibrio de fuerzas

$$W_x = \frac{420 \text{ kg/m} \times "X"}{0.60 \text{ m}} = 700x$$

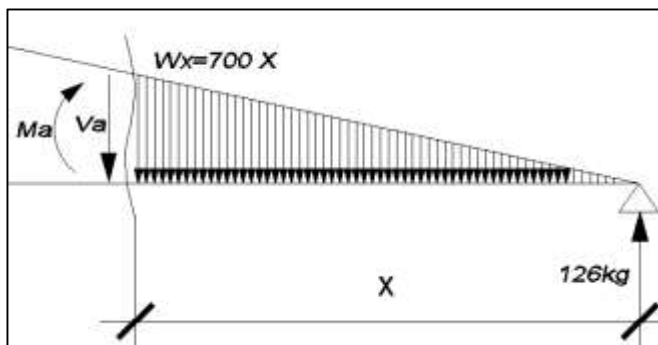


Figura 50. Isostatización para el cálculo de fuerzas internas de la viga

Fuente: Propia

$$\sum F_Y = 0, \quad 0 < X < 0.6 \text{ m}$$

$$V_a = 126 - \frac{700 \times X^2}{2}$$

$$\sum M_a = 0, \quad 0 < X < 0.6 \text{ m}$$

$$M_a = 126X - \frac{700 \times X^3}{6}$$

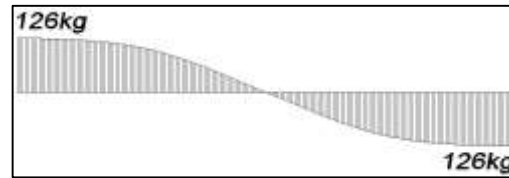


Figura 51. Diagrama de cortante isostático

Fuente: Propia

Calculo del cortante último

$$V_i = 0.126 \text{ ton} - \frac{13.28 \text{ ton} - m + 13.28 \text{ ton} - m}{1.20 \text{ m}} = -22.13 \text{ ton}$$

$$V_j = 0.126 \text{ ton} + \frac{13.28 \text{ ton} - m + 13.28 \text{ ton} - m}{1.20 \text{ m}} = 22.26 \text{ ton}$$

b) Cortante con el sismo amplificado en 2.5

$$V_u = 1.25 (V_d + V_l) + 2.5 V_{\text{sismo}}$$

$$V_u = 1.25 (0.85 + 0.38) + 2.5 (15.35)$$

$$V_u = 39.91 \text{ ton}$$

El menor cortante con el cual se diseñara es $V_u = 22.26 \text{ ton}$

Calculo de separación de estribos dentro de la longitud de confinamiento

$$S = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \quad (\text{E060-11.15})$$

$$S = \frac{2 \times 0.71 \times 4.2 \times 44.56}{22.26 - 8.23} = 18.94 \text{ cm}$$

Separación máxima de estribos

Según el artículo 11.5.5, la separación entre estribos cuando $V_s < V_{s,lim}$, no debe ser mayor que el menor de estos dos:

Donde:

$$V_{s, max} = 2.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 32.61 \text{ ton}$$

$$V_{s, lim} = 1.1 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1.1 \times \sqrt{210} \times 24 \times 44.65 = 17.08 \text{ ton}$$

Reemplazando:

$$V_s = 22.26 \text{ ton} > V_{s, Lim}$$

La separación máxima será la menor de estas dos:

- ✓ $44.65/4 = 11.16$
- ✓ 30cm

La separación máxima permitida según la norma será de 10 cm

Finamente, la separación de estribos después de hacer todas las verificaciones según el E0.60, es de 10 cm, y el parámetro que domino en esta ocasión es el de la separación por confinamiento.

Usar: $\emptyset 3/8$ " 1@0.05, 10@0.10, rto@0.20

1.6.3. Diseño de Placa de Concreto Armado

El diseño de la placa de concreto armado se realizó de acuerdo a la norma técnica E0.60, y en especial respetando con los requerimientos del capítulo 21. Se partió de asumir un acero tentativo, concentrando el acero en los extremos, y colocando acero mínimo en el alma. Esta disposición se asumió en base a la experiencia, para luego ser verificada si dicha cantidad cumple o no con las demandas solicitadas.

Combinación	Pu/ton	Mux/ton-m	Muy/ton-m	Vux/ton	Vuy/ton
D	89.1	1.80	0.60	0	0
L	36.7	0.90	0.10	0	0
EX + eY	0	0	1509	154.80	0
EX - eY	0	0	1506	154.30	0
EY + eX	5.80	468.90	0	0	85.10
EY - eX	5.80	468.90	0	0	85.10

Tabla 20. Cargas de Resultados del análisis estructural (Carga ultima, cortante y momento)

Fuente: Propia

Las combinaciones de cargas que se usaron para el diseño por resistencia son:

- ✓ $U = 1.4CM + 1.7 CV$
- ✓ $U = 1.25CM + 1.25CV \pm EQ(\text{Sismos})$
- ✓ $U = 0.90CM \pm EQ(\text{Sismo})$

Verificación de requerimientos mínimos

Espesor mínimo

Según el artículo 21.9.3, el espesor mínimo debe ser mayor que el menor de las dos

- ✓ $H/25 = 3.00/25 = 0.12 \text{ m}$
- ✓ 15 cm

Se utilizara un espesor igual a 24cm, el mismo espesor que los muros confinados.

Refuerzo mínimo

Según el artículo 21.9.4, las cuantías mínimas de refuerzo distribuido en el alma, horizontal y vertical, así como los espaciamientos máximos son definidos en 11.10

Diseño a flexo compresión

Para el cálculo del diagrama de interacción de la placa, con la disposición de acero propuesto y sus cargas actuantes se utilizó el programa PCA-Column.

Para dicho cálculo se consideró un $\phi = 1$, para obtener directamente los valores nominales.

Además, se verificó que todas las cargas debido a las combinaciones, quedarán dentro de la región de diagrama de interacción.

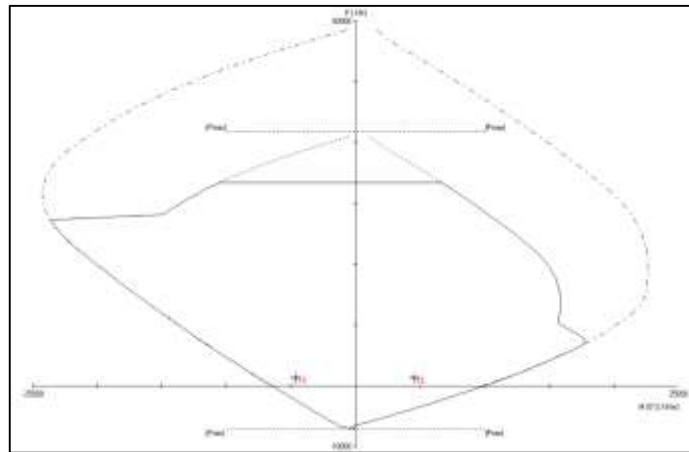


Figura 53. Diagrama de interacción alrededor del eje "X"
Fuente: Propia

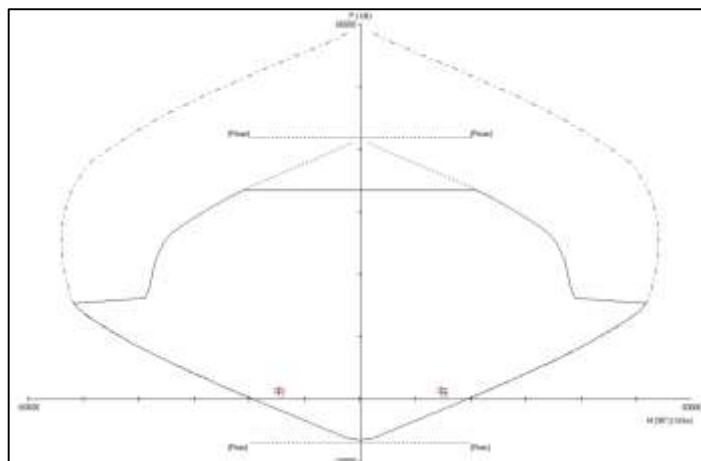


Figura 54. Diagrama de interacción alrededor del eje "Y"
Fuente: Propia

No.	Pu kN	Mux kNm	Muy kNm	fMnx kNm	fMny kNm	fMn/Mu	NA depth mm	Dt depth mm	eps_t	Phi
1	1542.50	-34.00	-14805.63	-53.64	-23361.96	1.578	351	5856	0.05575	1.000
2	1542.50	-34.00	-14788.38	-53.76	-23382.60	1.581	350	5854	0.05616	1.000
3	1110.60	-24.48	-14803.21	-36.76	-22228.49	1.502	327	5840	0.06122	1.000
4	1110.60	-24.48	-14790.79	-36.82	-22248.75	1.504	325	5839	0.06172	1.000
5	1542.50	-34.00	-14780.33	-53.74	-23361.95	1.581	351	5856	0.05575	1.000
6	1542.50	-34.00	-14763.08	-53.85	-23382.59	1.584	350	5854	0.05616	1.000
7	1110.60	-24.48	-14777.91	-36.82	-22228.48	1.504	327	5840	0.06122	1.000
8	1110.60	-24.48	-14765.49	-36.89	-22248.74	1.507	325	5839	0.06172	1.000
9	1542.50	-4632.30	-36.53	-7656.46	-60.37	1.653	73	2503	0.10053	1.000
10	1542.50	4564.30	19.27	11908.84	50.29	2.609	524	2503	0.01134	1.000
11	1110.60	-4622.78	-34.11	-7327.60	-54.07	1.585	69	2503	0.10694	1.000
12	1110.60	4573.82	21.69	11358.70	53.87	2.483	495	2503	0.01220	1.000
13	1542.50	-4633.00	-36.53	-7656.46	-60.36	1.653	73	2503	0.10053	1.000
14	1542.50	4565.00	19.27	11908.84	50.28	2.609	524	2503	0.01134	1.000
15	1110.60	-4623.48	-34.11	-7327.60	-54.06	1.585	69	2503	0.10694	1.000
16	1110.60	4574.52	21.69	11358.70	53.86	2.483	495	2503	0.01220	1.000

Tabla 21. Resultados del programa PCA-Column

Fuente: Propia

La tabla nos indica las cargas últimas, momentos actuantes, momentos nominales, la relación entre capacidad y demanda, y además, la profundidad del bloque de compresiones para todas las combinaciones de cargas.

Dicha relación es mayor a la unidad, por lo que podemos decir que su capacidad resistente es mayor a la demanda solicitada en por lo menos un 50 %, esto podría indicar una posible reducción en el refuerzo longitudinal.

Verificación de elementos de borde

La necesidad de usar elementos de borde confinados en los extremos de muros estructurales debe evaluarse de acuerdo con el artículo 21.9.7.4. Deben satisfacer también los requisitos de los artículos 21.9.7.6 y 21.9.7.7.

Según el artículo 21.9.7.4 esto aplica para muros que son continuos desde la base hasta la parte superior de la estructura, y son diseñados para tener una única sección crítica para flexión y carga axial. Los muros que no satisfagan estos requisitos deben ser diseñados usando el artículo 21.9.7.5.

- a) Los elementos de borde en las zonas de compresión deben ser confinados cuando la profundidad del eje neutro exceda de:

$$C \geq \frac{lm}{600\left(\frac{\delta u}{hm}\right)} \quad (E060 - 21.6)$$

Donde:

c: profundidad del eje neutro para la combinación más crítica

lm: longitud del muro horizontalmente

hm: altura total del muro

δu: desplazamiento lateral inelástico ($\delta u = 0.75 \times R \times \delta_{elastico}$)

$\delta u/hm$: el cociente debe ser como mínimo 0.005

Reemplazando:

Dirección “X”:

$$\delta u_x: 0.75 \times 6 \times 0.90 = 4.05 \text{ cm}$$

$$\delta u/hm: 4.05\text{cm}/2400\text{cm} = 0.0017, \text{ usar } \delta u/hm=0.005$$

$$\checkmark C_x = 35.10\text{cm} \leq \frac{565}{600(0.005)} = 188.33 \text{ cm}$$

No necesita confinar elemento de borde.

Dirección “Y”:

$$\delta u_y: 0.75 \times 6 \times 1.16 = 5.22 \text{ cm}$$

$$\delta u/hm: 5.22\text{cm}/2400\text{cm} = 0.0021, \text{ usar } \delta u/hm=0.005$$

$$\checkmark C_y = 52.40\text{cm} \leq \frac{565}{600(0.005)} = 188.33 \text{ cm}$$

No necesita confinar elemento de borde.

Según el artículo 21.9.7.5 los muros estructurales que no sean diseñados de acuerdo con las disposiciones de 21.9.7.4 deben tener elementos confinados en los bordes y alrededor de las aberturas cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema correspondiente a las fuerzas amplificadas incluyendo los efectos sísmicos, sobrepase de $0.2f_c$. Los elementos de borde especiales pueden ser descontinuados donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor que $0.15f_c$. Los esfuerzos deben calcularse para las fuerzas amplificadas usando el modelo lineal elástico y las propiedades de la sección bruta.

$$\sigma_u = \frac{Pu}{Ag} + \frac{Mu \times C}{I_g} \quad (\text{Ecuación 23})$$

P_u : Carga axial última

A_g : Área transversal de la placa

M_u : Momento último

C : Profundidad del eje neutro para la combinación más crítica

I_g : Momento de inercia de la sección

Alrededor del eje “X”

$$\sigma_u = \frac{157.24 \text{ ton}}{3.012 \text{ m}^2} + \frac{472.2 \text{ ton} - m \times 0.524 \text{ m}}{1.94 \text{ m}^4} = 179.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_u = 179.75 \text{ ton/m}^2 \leq 0.20 \times 210 = 42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 420 \text{ ton/m}^2$$

Alrededor del eje “Y”:

$$\sigma_u = \frac{157.3 \text{ ton}}{3.012 \text{ m}^2} + \frac{1509.24 \text{ ton} - m \times 0.351 \text{ m}}{11.69 \text{ m}^4} = 97.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_u = 97.54 \text{ ton/m}^2 \leq 0.20 \times 210 = 42 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 420 \text{ ton/m}^2$$

No necesita confinamiento en los bordes en ambas direcciones.

Diseño por cortante

Según el artículo 21.9.5

La resistencia a corte “Vn” de los muros se determinara de acuerdo a 11.10

Cortante máximo resistente “Vn”

$$\checkmark Vn \leq 2.6 \times \sqrt{f'c} \times Acw \quad (\text{E060} - 11.27)$$

Donde:

Acw: Área de corte de la sección transversal (área del alma) o segmento del muro considerado

Dirección “X”

$$Vn \leq 2.6 \times \sqrt{210} \times 565 \times 24/1000 = 510.91 \text{ ton}$$

Dirección “Y”

$$Vn \leq 2.6 \times \sqrt{210} \times 3 \times 254 \times 24/1000 = 689.05 \text{ ton}$$

Contribución del concreto “Vc” no debe exceder de:

$$\checkmark Vc = Acw \times (\alpha \times \sqrt{f'c}) \quad (\text{E060} - 11.10.5)$$

Donde:

α : Coeficiente es 0.80 para (hm/lm) <1.5, y 0.53 para (hm/lm) >2.00, varia linealmente entre 0.25 y 0.17 para valores entre 1.5 y 2.00,

lm: Longitud total del muro o del segmento del muro considerado

hm: Altura total del muro

Dirección “X”

$$\frac{hm}{lm} = \frac{24}{5.65} = 4.24 > 2.00, \text{ usar } \alpha = 0.53$$

Entonces:

$$Vcx = 565 \times 24 \times 0.53 \times \sqrt{210} / 1000 = 104.15 \text{ ton}$$

Dirección “Y”

$$\frac{hm}{lm} = \frac{24}{2.54} = 9.45 > 2.00, \text{ usar } \alpha = 0.53$$

Entonces:

$$Vcy = 254 \times 24 \times 0.53 \times \sqrt{210} / 1000 = 46.82 \text{ ton} \times 3 = 140.46 \text{ ton}$$

En todas las zonas de los muros o segmentos del muro donde se espere la fluencia por flexión del refuerzo vertical como consecuencia de la respuesta sísmica inelástica de la estructura, el cortante de diseño “Vu” deberá ajustarse a la capacidad en flexión instalada del muro o segmento de muro mediante.

$$Vu \geq Vua \times \left(\frac{Mn}{Mua} \right) \quad (E060 - 21.5)$$

Donde:

Vua: cortante amplificado proveniente del análisis

Mua: Momento amplificado proveniente del análisis

Mn: momento nominal resistente del muro

$\frac{Mn}{Mua}$: El cociente no debe tomarse mayor que el coeficiente de reducción “R”

Además, esta disposición podrá limitarse a una altura de muro medida desde la base equivalente a la longitud del muro lm , $Mu/4Vu$ o la altura de los dos primeros pisos, la que sea mayor.

Reemplazando:

Dirección “X”

$$Vux = 154.8 \times 1.578 = 244.27 \text{ ton} < Vn \text{ max}$$

Dirección “Y”

$$Vuy = 85.10 \times 2.609 = 222.03 \text{ ton} < Vn \text{ max}$$

Contribución del refuerzo horizontal

Cuando “Vu” exceda la resistencia al corte “ ϕV_c ” deberá proveerse refuerzo por corte. La resistencia “Vs” se calcula con la expresión

$$V_s = A_c w \times \rho_h \times f'_y \quad (\text{E060} - 11.31)$$

$$\rho_h = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi \cdot f_y \cdot b_w \cdot l_w} \quad (\text{Ecuación 24})$$

Reemplazamos:

Dirección “X”:

$$\rho_{hx} = \frac{244.27 - 0.85 \times 104.15}{0.9 \times 4.2 \times 565 \times 24} = 0.003$$

Separación de refuerzo para $\phi 3/8$ "

$$S_x = \frac{2 \times 0.71}{0.003 \times 24} = 19.73 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 3/8$ "@20cm

Dirección “Y”:

Calculo de la cuantía por cada nervio de la placa

$$V_{uy} = 222.03/3 = 74.01 \text{ ton}$$

$$\rho_{hy} = \frac{74.01 - 0.85 \times 46.82}{0.9 \times 4.2 \times 254 \times 24} = 0.0015 < 0.0020$$

Usar $\rho_{hy} = 0.0020$

Separación de refuerzo para $\phi 3/8$ "

$$S_x = \frac{2 \times 0.71}{0.002 \times 24} = 29.6 \text{ cm}$$

Usar: $\phi 3/8$ "@20cm (para uniformizar separaciones)

Cuantía mínima vertical “ ρ_v ”

No debe ser menor que:

$$\rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{h_m}{l_m}\right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (\text{E060} - 11.32)$$

Dirección “X”

$$\checkmark \rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{24}{5.65}\right) (0.003 - 0.0025) = 0.0021$$

$$\checkmark \rho_v = 0.0025$$

Usar la $\rho_{vmin} = 0.0025$

Cuantía vertical

$$\rho_{vx} = \frac{2 \times 1.27}{25 \times 24} = 0.0042 > \rho_{vmin} = 0.0025$$

Dirección “Y”

$$\checkmark \rho_{vmin} = 0.0025 + 0.5 \times \left(2.5 - \frac{24}{2.54}\right) (0.003 - 0.0025) = 0.0008$$

$$\checkmark \rho_v = 0.0025$$

Usar la $\rho_{vmin} = 0.0025$

Cuantía vertical

$$\rho_{vy} = \frac{2 \times 1.27}{25 \times 24} = 0.0042 > \rho_{vmin} = 0.0025$$

1.6.4. Diseño de Losa maciza

El diseño de la losa maciza se realizó a partir de los resultados obtenidos por el análisis con el programa MidasGen, del cual se obtuvieron los momentos y cortantes ultimo (1.4CM+1.7CV)

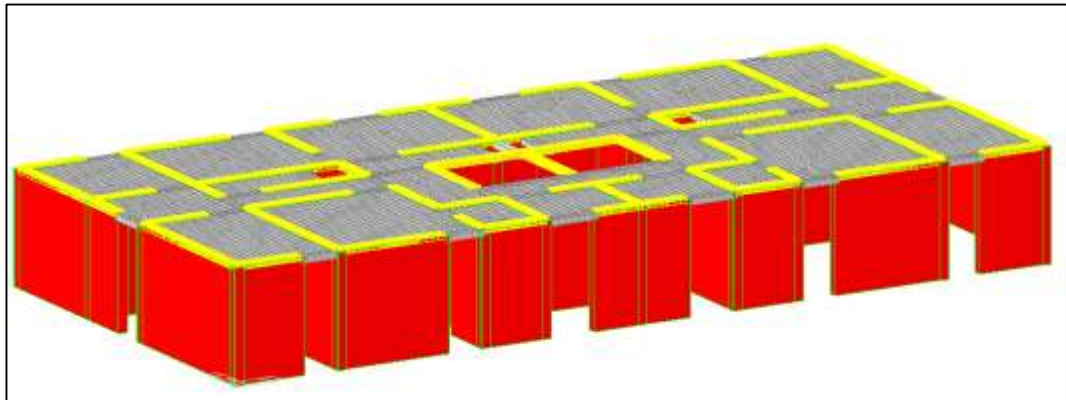


Figura 55. Modelamiento 3D de la losa maciza
Fuente: Propia

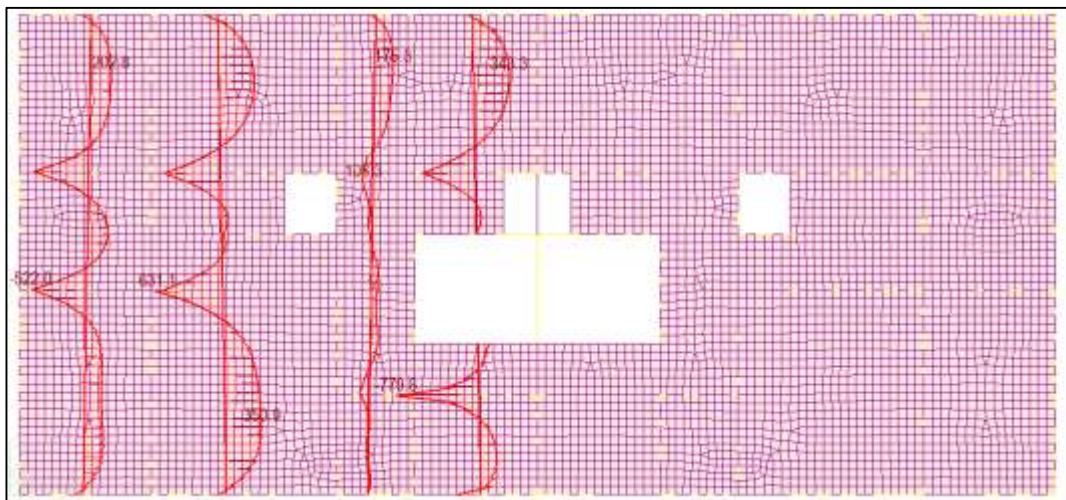


Figura 56. Diagramas de momentos en dirección “Y” por unidad de longitud
Fuente: Propia

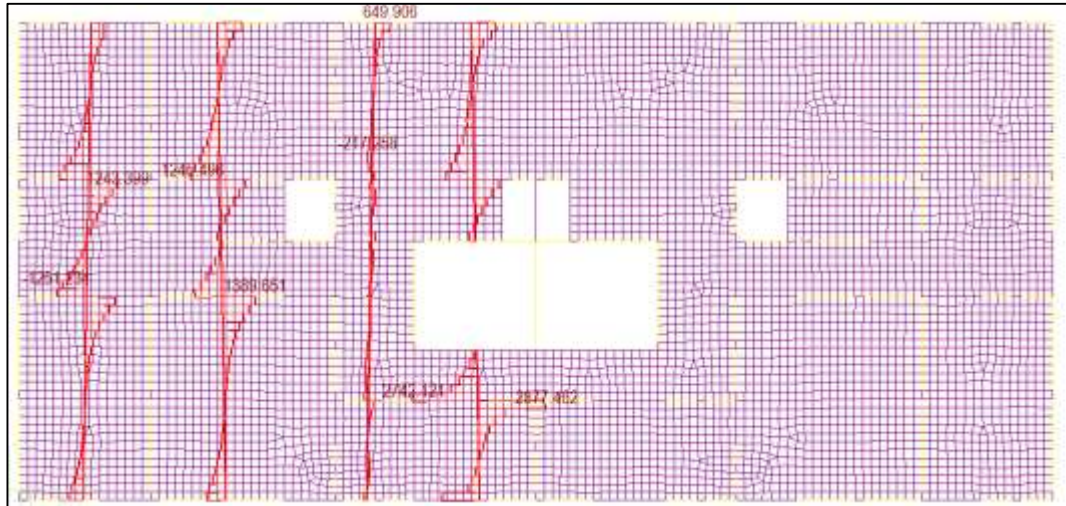


Figura 57. Diagramas de cortante en dirección "Y" por unidad de longitud
Fuente: Propia

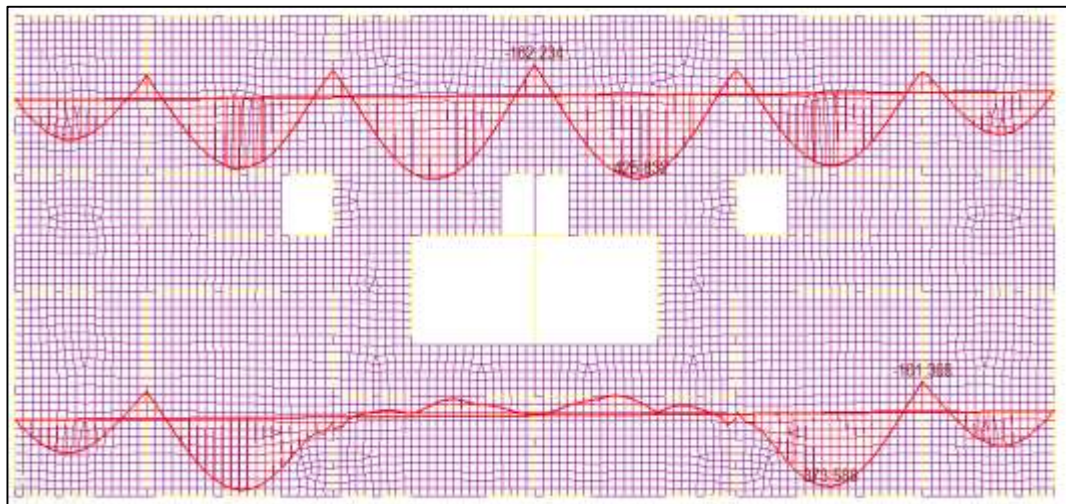


Figura 58. Diagramas de momentos en dirección "X" por unidad de longitud
Fuente: Propia

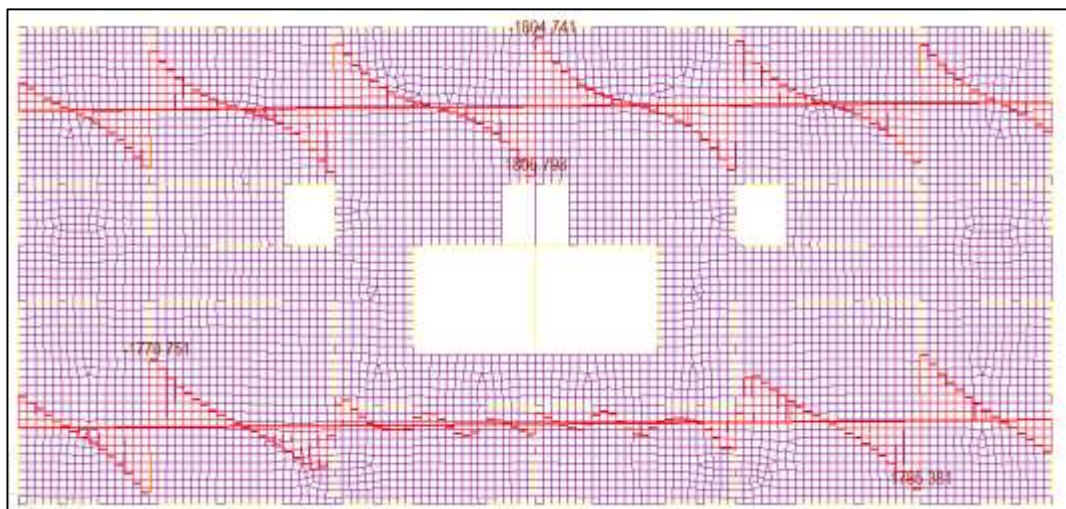


Figura 59. Diagramas de cortante en dirección "X" por unidad de longitud
Fuente: Propia

Cuantía mínima:

Según el artículo 9.8.2 –E0.60, la armadura mínima por retracción y temperatura es de 0.0018.

$$A_{smin} = 0.0018 \times b \times d = 0.0018 \times 100\text{cm} \times 12.5\text{cm} = 2.25 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Calculo de área de acero positivo dirección X

$$\alpha = \frac{f'c}{1.18 \times f_y}$$

$$\alpha = \frac{210}{1.18 \times 4200} = 0.0424$$

$$\rho = \frac{A_s}{b * d} = \alpha - \sqrt{\alpha^2 - \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \times \frac{2 \alpha}{f_y}}$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{0.425E5}{0.9 \times 100 \times 12.5^2} \times \frac{2 \times 0.0424}{4200}} = 0.00077$$

$$A_s = 0.00077 \times 100 \times 12.5 = 0.96 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \rho db = 0.0018 \times 100 \times 20 = 3.60 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Separacion \emptyset 3/8”:

$$S = 0.71 \times 100 \text{ cm} / 3.60 \text{ cm}^2 = 19.72 \text{ cm}$$

Usar $A_{s \text{ min}}$ (+) = 3/8” @ 0.20

Calculo de área de acero negativo dirección X

$$\alpha = \frac{210}{1.18 \times 4200} = 0.0424$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{0.182E5}{0.9 \times 100 \times 12.5^2} \times \frac{2 \times 0.0424}{4200}} = 0.0003$$

$$A_s = 0.0003 \times 100 \times 12.5 = 0.38 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{db} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separacion \emptyset 3/8”:

$$S = 0.71 \times 100 \text{ cm} / 3.60 \text{ cm}^2 = 19.72 \text{ cm}$$

Usar A_s min (-) = 3/8” @ 0.20

Calculo de área de acero positivo dirección Y

$$\alpha = \alpha = \frac{210}{1.18 \times 4200} = 0.0424$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{0.343E5}{0.9 \times 100 \times 12.5^2} \times \frac{2 \times 0.0424}{4200}} = 0.00059$$

$$A_s = 0.00059 \times 100 \times 12.5 = 0.74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{db} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separacion \emptyset 3/8”:

$$S = 0.71 \times 100 \text{ cm} / 3.60 \text{ cm}^2 = 19.72 \text{ cm}$$

Usar A_s min (+) = 3/8” @ 0.20

Calculo de área de acero negativo dirección Y

$$\alpha = \frac{210}{1.18 \times 4200} = 0.0424$$

$$\rho = 0.0424 - \sqrt{0.0424^2 - \frac{0.771E5}{0.9 \times 100 \times 12.5^2} \times \frac{2 \times 0.0424}{4200}} = 0.0013$$

$$A_s = 0.0013 \times 100 \times 12.5 = 1.63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{db} = 0.0018 * 100 * 20 = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Separacion \emptyset 3/8”:

$$S = 0.71 \times 100 \text{ cm} / 3.60 \text{ cm}^2 = 19.72 \text{ cm}$$

Usar $A_s \text{ min} (-) = 3/8'' @ 0.20$

Calculo del cortante resistente en dirección “Y”

$$\phi V_n = \phi(0.53\sqrt{f_c'} b_w d) = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12.5/1000$$

$$\phi V_n = 8.16 \text{ ton} > V_u = 2.87 \text{ ton/m}$$

Calculo del cortante resistente en dirección “Y”

$$\phi V_n = \phi(0.53\sqrt{f_c'} b_w d) = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12.5/1000$$

$$\phi V_n = 8.16 \text{ ton} > V_u = 1.805 \text{ ton/m}$$

1.7. MODO DE FALLA DEL SISTEMA ESTRUCTURAL

1.7.1. Predicción del modo de falla de los muros de albañilería confinada

Se realizara un análisis simplificado en cual se basa que el muro está en voladizo y acoplados por algunas vigas, las cuales se logran plastificar en el momento que es sometido a una fuerza triangular invertida, la cual representa a la fuerza del sismo actuante en una determina etapa. (Anexo 8- detallado de todos los muros)

Muro X1

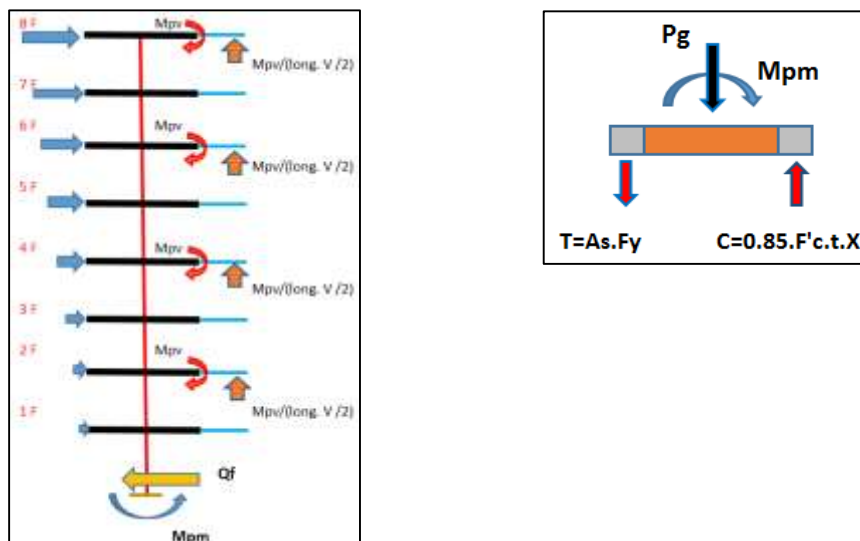


Figura 60. Mecanismo de falla a flexión

Fuente: Propia

Donde:

As: 15.92 cm² (derecha)

Pg: 30.1 ton

Fy: 4200 kg/cm²

F'c: 210 kg/cm²

Mvp (+): 9.13 ton-m

Longitud de viga: 90 cm

Longitud del muro: 2.00m

Calculo de la longitud del bloque de compresiones

$$T: As \times Fy = 15.92\text{cm}^2 \times 4200\text{kg/cm}^2 = 66864\text{ kg}$$

$$C: 0.85 \times F'c \times X = 0.85 \times 210\text{kg/cm}^2 \times 24\text{cm} \times X = 4284 X$$

Igualamos la fuerza a tracción con la fuerza a compresión (T = C)

$$X = 66864/4284 = 15.61\text{ cm}$$

Calculo de momento plástico del muro

$$Mpm = As \times F'y \times \left(d - \frac{x}{2}\right) + Pg(L - x)/2 \quad (\text{Ecuación 25})$$

$$Mpm = 15.92\text{cm}^2 \times 4200\text{kg/cm}^2 \times \left(1.88\text{cm} - \frac{15.61\text{cm}}{2}\right) + \frac{30.1\text{ton}(2 - 15.61)}{2}$$

$$Mpm = 148.24\text{ton-m}$$

Calculo del cortante plástico a flexión

$$Mn + \sum \frac{mpv}{b} \times dist. = \sum Fi \times hi \quad (\text{Ecuación 26})$$

$$148.24\text{ton} - m + 4 \times \left(\frac{9.13\text{ton} - m}{0.45\text{m}}\right) \times (1\text{m} + 0.45\text{m}) = 612F$$

$$F = 0.43\text{ ton}$$

Sumatoria de fuerzas horizontales

$$Qf = \sum Fi \quad (\text{Ecuación 27})$$

$$Qf = 1F+2F+3F+4F+5F+6F+7F+8F = 36F$$

$$Qf = 15.64\text{ ton}$$

Predicción del tipo de falla

$$Qf < V'm \text{ (Falla a Flexion)}$$

$$Qf = 15.64\text{ ton} < V'm = 20.98\text{ ton}$$

El muro “X1” sufrirá una falla a flexión antes que por cortante

1.8. ANALISIS NO LINEAL

1.8.1. Espectro de desplazamientos

Se construyó el espectro de aceleración de acuerdo a la E.030 y a partir de espectro de aceleraciones se convirtió a un espectro de desplazamientos, con un $R=1$, para obtener los desplazamientos elásticos con la siguiente expresión

$$Sd = \frac{T_e \times S_a^2}{4 \times \pi^2}$$

T (periodo)	C (coeficiente)	a (aceleracion)	δ (desplazamiento)
0.001	2.500	11.588	0.000
0.005	2.500	11.588	0.000
0.080	2.500	11.588	0.002
0.010	2.500	11.588	0.000
0.020	2.500	11.588	0.000
0.030	2.500	11.588	0.000
0.034	2.500	11.588	0.000
0.036	2.500	11.588	0.000
0.040	2.500	11.588	0.000
0.050	2.500	11.588	0.001
0.100	2.500	11.588	0.003
0.200	2.500	11.588	0.012
0.270	2.500	11.588	0.021
0.290	2.500	11.588	0.025
0.300	2.500	11.588	0.026
0.350	2.500	11.588	0.036
0.400	2.500	11.588	0.047
0.500	2.500	11.588	0.073
0.610	2.459	11.398	0.107
0.700	2.143	9.933	0.123
0.800	1.875	8.691	0.141
0.900	1.667	7.725	0.159
1.000	1.500	6.953	0.176
1.100	1.364	6.321	0.194
1.200	1.250	5.794	0.211
1.300	1.154	5.348	0.229
1.400	1.071	4.966	0.247
1.500	1.000	4.635	0.264
1.600	0.938	4.346	0.282
1.700	0.882	4.090	0.299
1.800	0.833	3.863	0.317
1.900	0.789	3.659	0.335
2.000	0.750	3.476	0.352
2.300	0.567	2.629	0.352
2.500	0.480	2.225	0.352
2.700	0.412	1.908	0.352
2.900	0.357	1.653	0.352
3.100	0.312	1.447	0.352

Tabla 22. Valores del espectro de aceleraciones y desplazamientos

Fuente: Propia

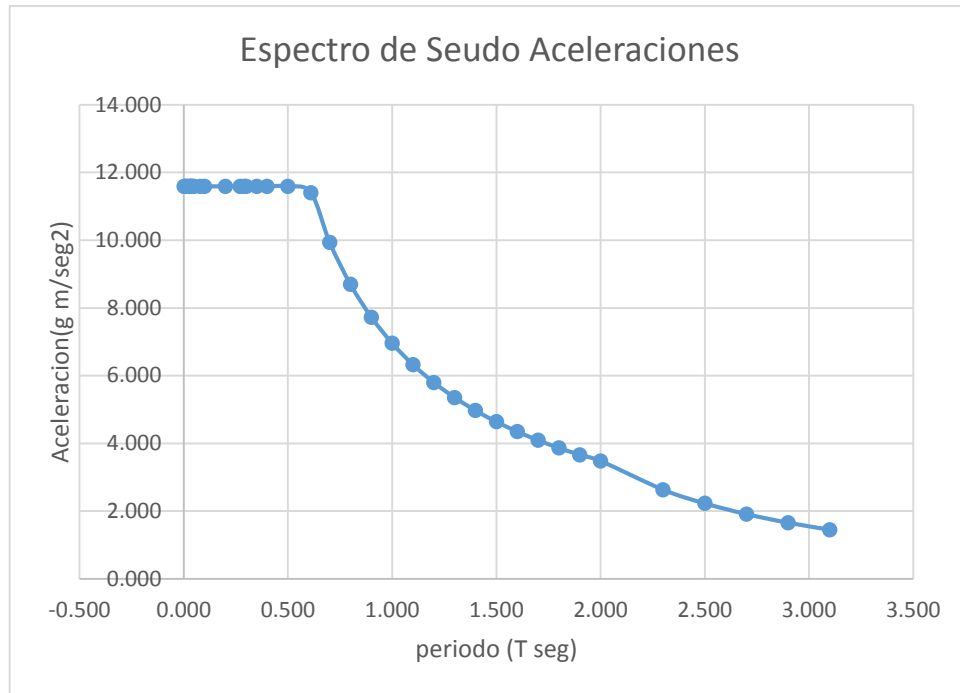


Figura 61. Espectro elástico de aceleraciones

Fuente: Propia

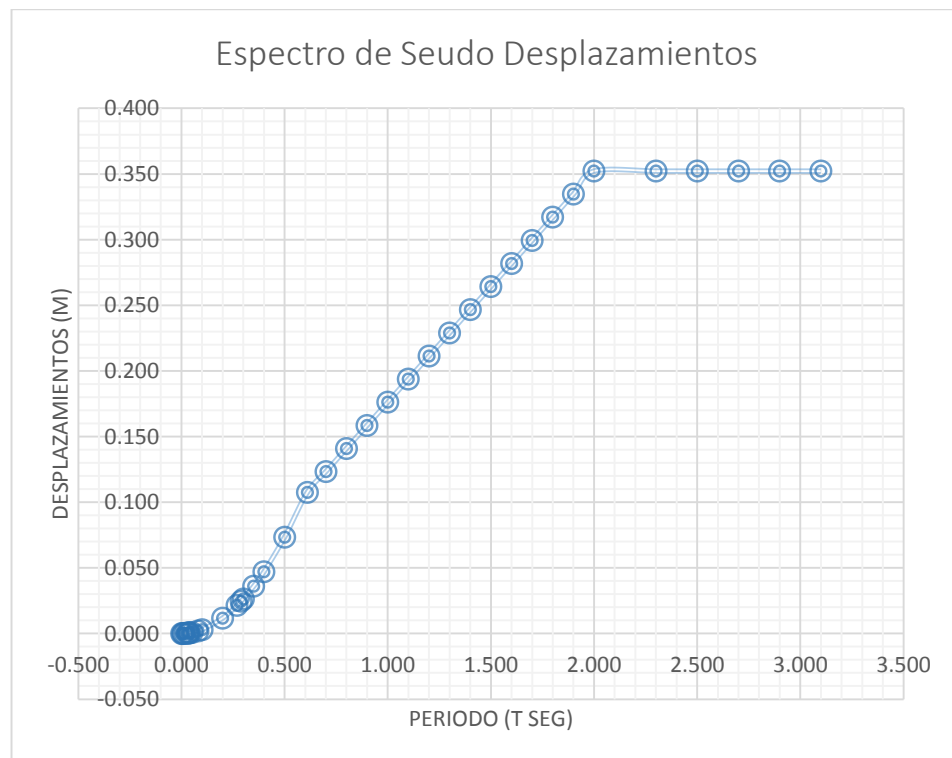


Figura 62. Espectro elástico de desplazamientos

Fuente: Propia

1.8.2. Diagramas de momento curvatura y rotación

Para el cálculo del diagrama momento curvatura de todos los elementos se utilizó el programa Xtract 3.0.8, el cual considera los diagramas constitutivos de todos los materiales que forman parte del elemento.

Definición: El diagrama momento curvatura y rotación expresan mediante una envolvente el comportamiento que tiene la sección frente a diferentes estados de carga (curvatura) y el comportamiento de dicha sección pero en una determinada longitud, denominada longitud de articulación plástica (rotación).

Utilidad: los dos diagramas sirven para simular el comportamiento probable que estas tendrán cuando son sometidas a fuerzas externas que someterá al elemento a incursionar en el rango no lineal.

Muro confinado “X1”

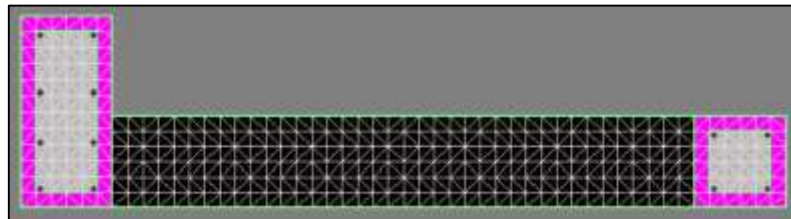


Figura 63. Muro confinado X1

Fuente: Propia

Diagrama Momento curvatura (positivo)

Tracción lado derecho y compresión lado izquierdo

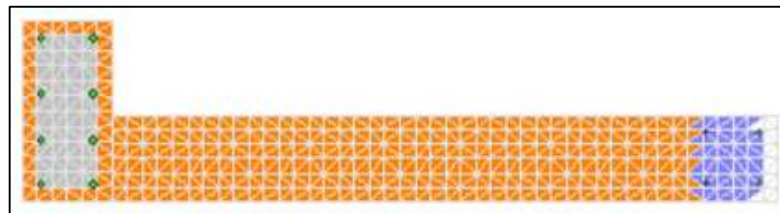


Figura 64. Deformación de la sección del muro X1

Fuente: Propia

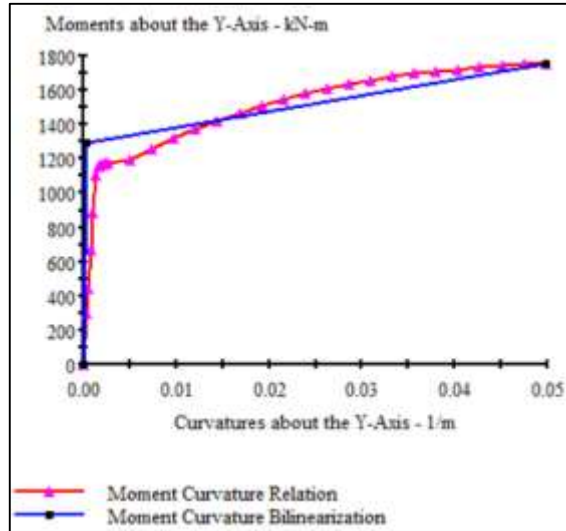


Figura 65. Diagrama momento curvatura

Fuente: Propia

Los diagramas momento rotación se obtuvieron multiplicando los diagramas momento curvatura por la longitud equivalente aproximada de la rotulación plástica del elemento, la cual es la mitad del peralte efectivo “0.5d”

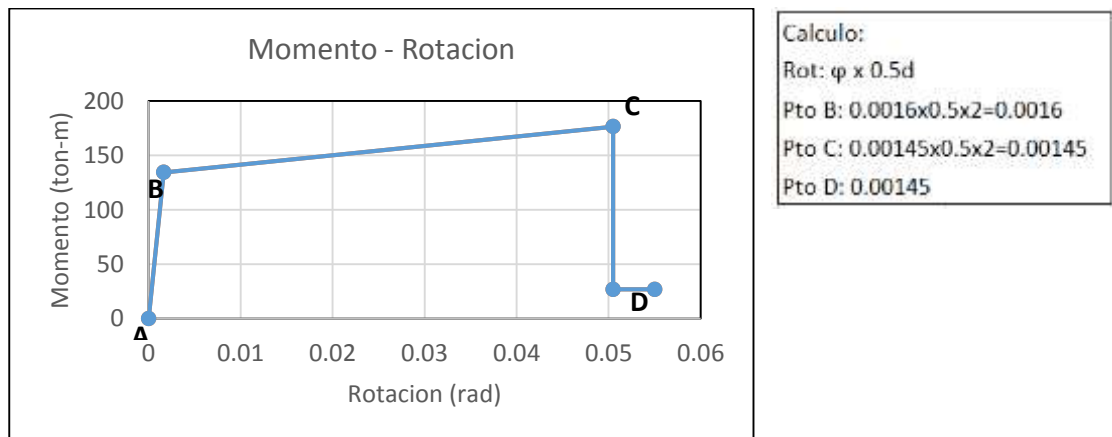


Figura 66. Diagrama momento rotación

Fuente: Propia

1.8.3. Modelado No lineal

Se asignó a todos los elementos su diagrama momento - rotación y así poder realizar el análisis Pushover en ambas direcciones y obtener su curva de capacidad de la estructura (Anexo 9 – Resultados de Mto-Curv de todos los muros)

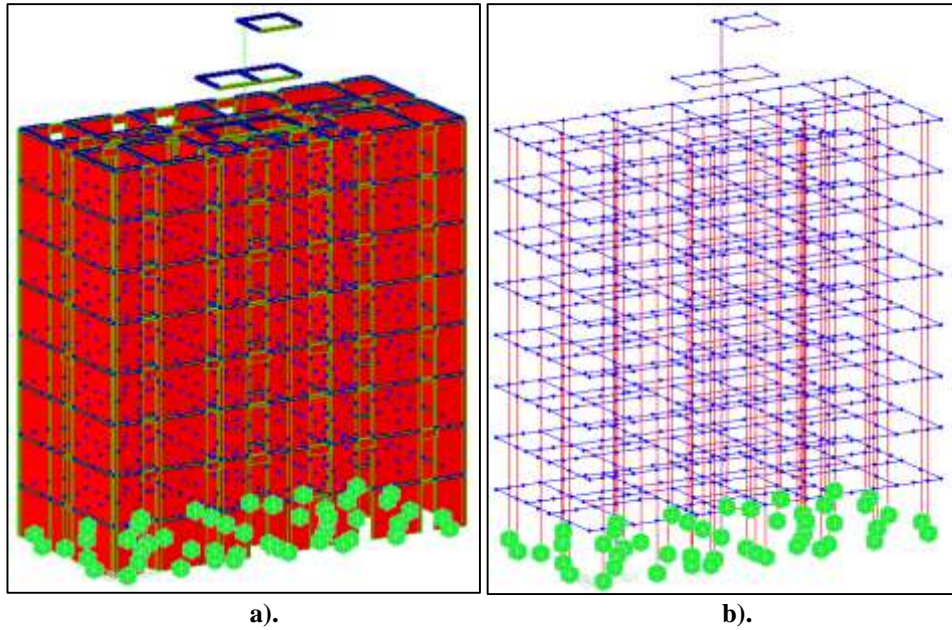
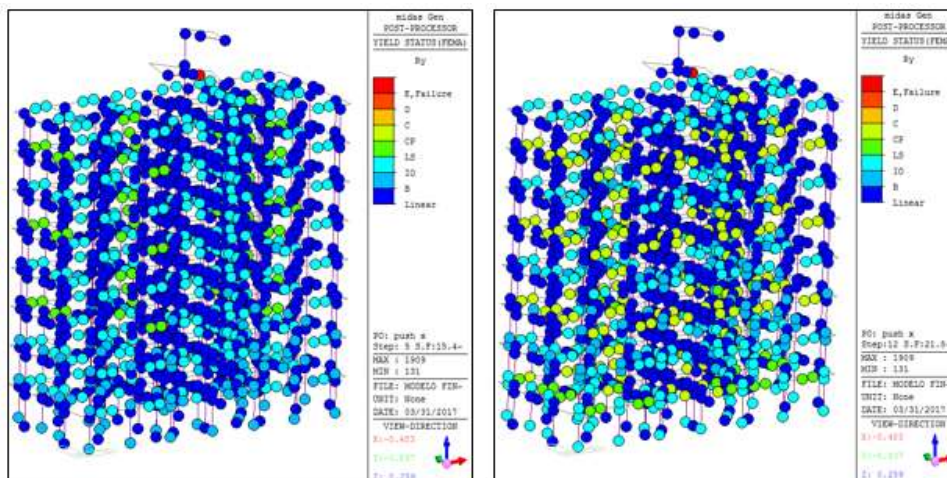


Figura 67. a) Vista esquelética y b) vista renderizada del modelo

Fuente: Propia

Formación de la rotulas plásticas a distintos niveles de desplazamientos y estados límites de ocupación (operación, operación inmediata, seguridad de vida y colapso incipiente)

Dirección “X”



a). Deriva de 0.0025

b). Deriva de 0.005

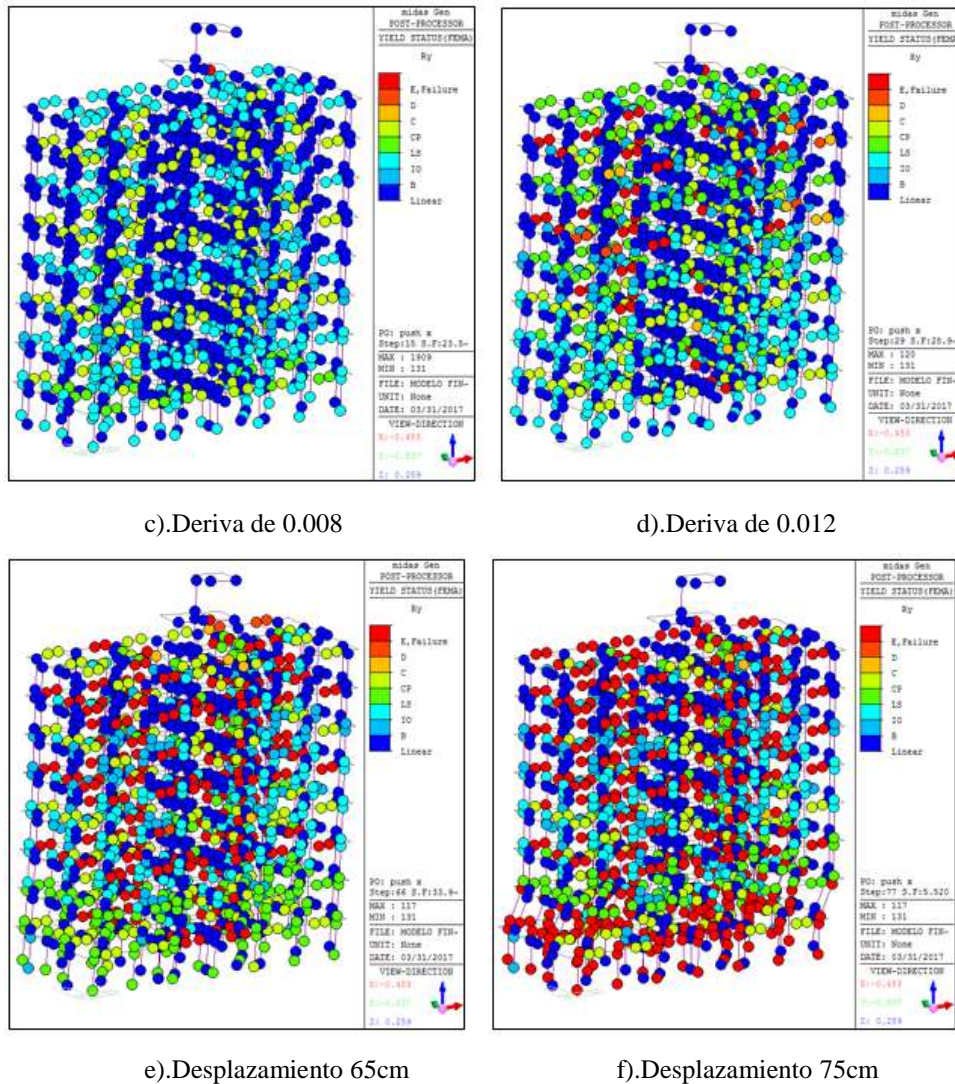


Figura 68. Etapas del modelo en diferentes desplazamientos

Fuente: Propia

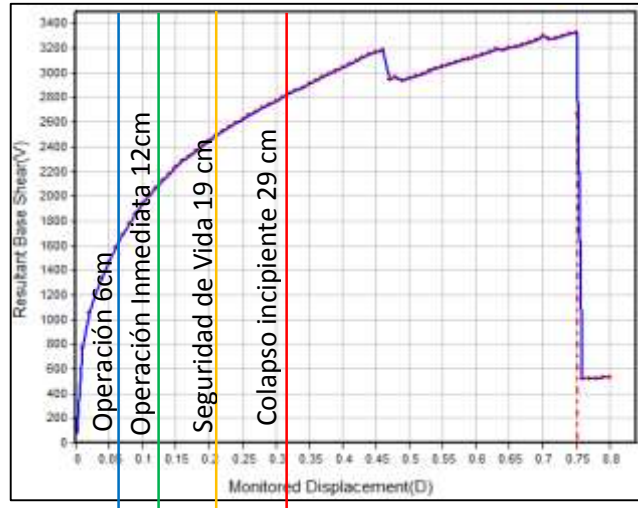
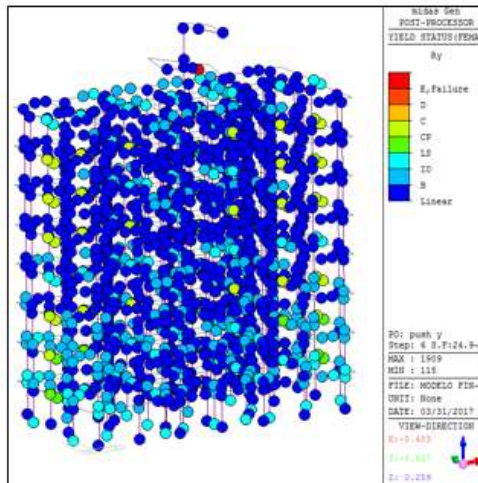


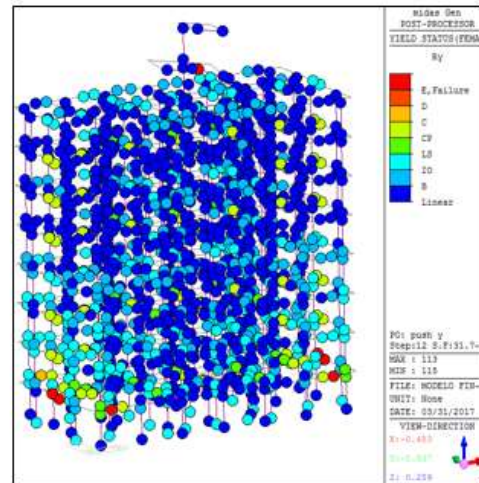
Figura 69. Estados límites de desempeño dirección "X"

Fuente: Propia

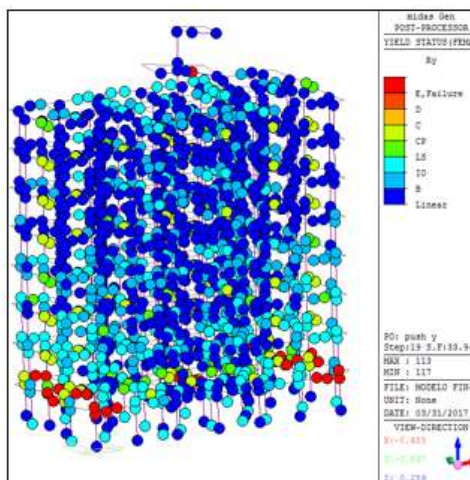
Dirección "Y"



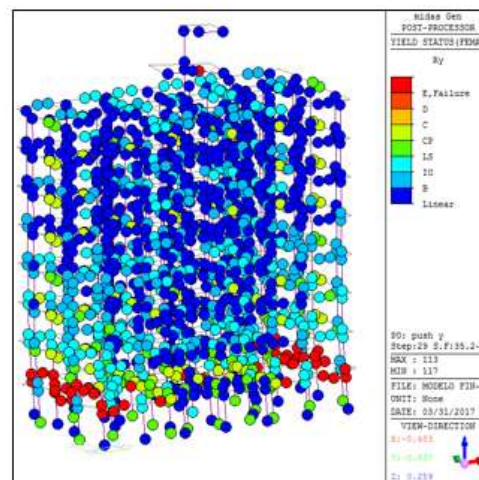
a).Deriva de 0.0025



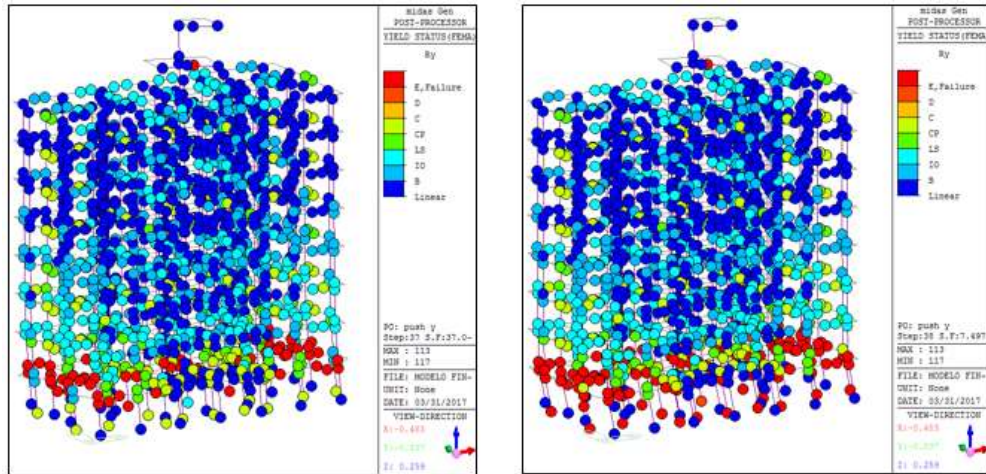
b).Deriva de 0.005



c).Deriva de 0.008



d).Deriva de 0.012



e).Desplazamiento 35cm

f).Desplazamiento 37cm

Figura 70. Etapas del modelo en diferentes desplazamientos
Fuente: Propia

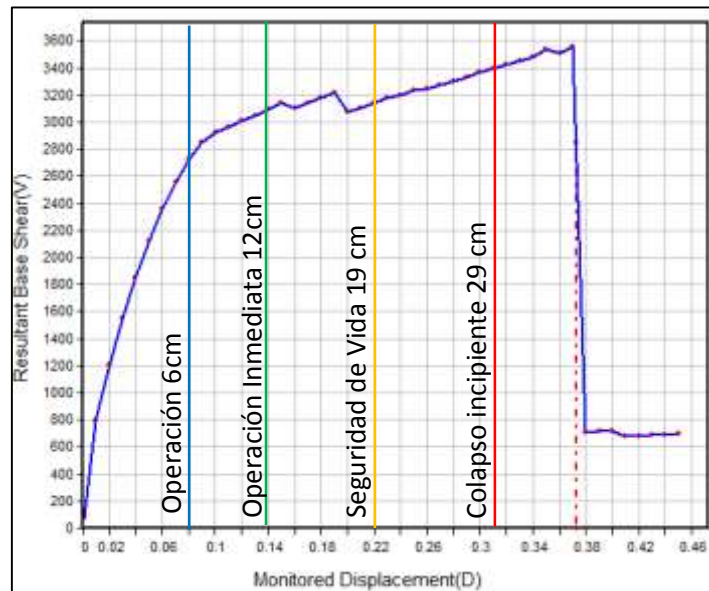


Figura 71. . Estados límites de desempeño dirección “Y”

Fuente: Propia

1.8.4. Punto de desempeño

Se evaluó el desempeño estructural por medio del método de coeficientes establecido por el FEMA.

Punto de desempeño en Dirección “X”

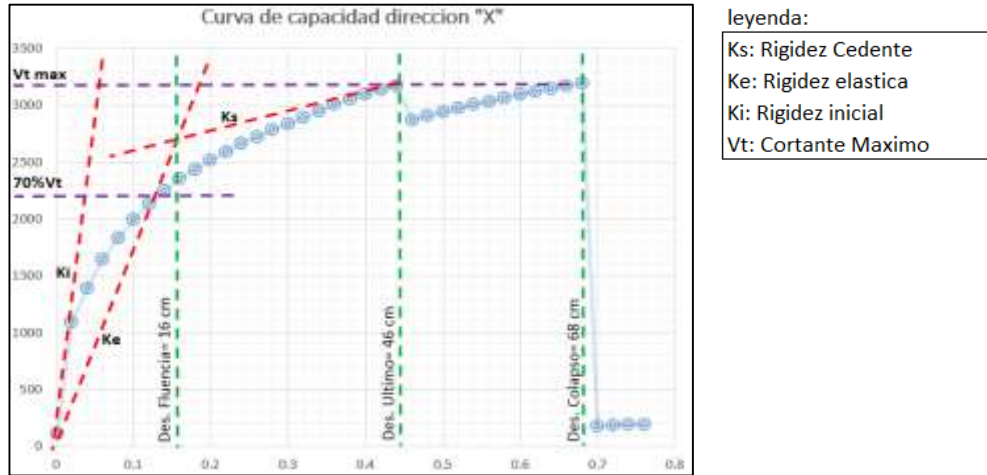


Figura 72. Curva de capacidad dirección “X”

Fuente: Propia

Se consideró como punto de resistencia al cortante máximo y desplazamiento límite máximo como el punto donde incurre la primera inflexión

Donde:

Ke: 16057.7 ton/m (Rigidez elástica)

Ki: 54577.5 ton/m (Rigidez inicial)

Ti: 0.27 seg (Periodo de la estructura)

Te: $0.27 \sqrt{\frac{54577.5}{16057.7}} = 0.50$ seg (Periodo fundamental efectivo)

To: 0.60 seg (Periodo típico del espectro)

R: $\frac{11.59}{\frac{3169}{2644.5} \times 1.46} = 6.62$ (Factor de modificación de C1)

Desplazamiento Elástico: 3 cm (Espectro de desplazamientos)

Calculo de ductilidad global en dirección “X”

La ductilidad global de la estructura es el cociente entre el desplazamiento último y el desplazamiento donde inicia la fluencia

Desplazamiento de Fluencia: 16 cm

Desplazamiento último: 46 cm

Desplazamiento de Colapso: 68 cm

Ductilidad:

Considerando una reserva de resistencia, tomando como desplazamiento último donde el primer muro se articula

$$\mu_{ux} = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_{flu}} = \frac{46cm}{16cm} = 2.87$$

Considerando el desplazamiento ultimo de previo al colapso, donde todos los muros de los primeros pisos se articulan.

$$\mu_{cx} = \frac{\Delta_{colap}}{\Delta_{flu}} = \frac{68cm}{16cm} = 4.25$$

Calculo del desplazamiento máximo según el FEMA 356

Donde:

Co: 1.46 (interpolación tabla 3)

C1: $\frac{(1+(6.62-1)0.60/0.50)}{6.62} = 1.17$ (tabla 4)

C2: 1.32 (interpolación tabla 5)

C3: 1 (No se consideró los efectos de segundo orden)

$\delta_{max} = 1.46 \times 1.17 \times 1.32 \times 1.00 \times 3.00 = 6.80 \text{ cm}$

Punto de desempeño en Dirección “Y”

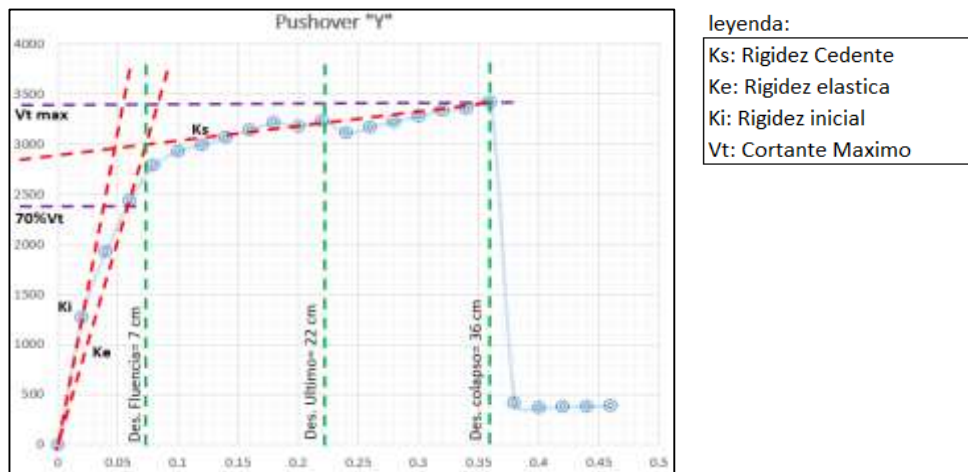


Figura 73. Curva de capacidad dirección “Y”

Fuente: Propia

Se consideró como punto de resistencia al cortante máximo y desplazamiento límite máximo como el punto donde incurre la primera inflexión

Donde:

Ke: 40652.17 ton/m (Rigidez elástica)

Ki: 63474 ton/m (Rigidez inicial)

Ti: 0.29 seg (Periodo de la estructura)

Te: $0.29 \sqrt{\frac{63474}{40652.17}} = 0.36$ seg (Periodo fundamental efectivo)

To: 0.60 seg (Periodo típico del espectro)

R: $\frac{11.59}{\frac{3209}{2644.5} \times 1.46} = 6.54$ (Factor de modificación de C1)

Desplazamiento Elástico: 3.2 cm (Espectro de desplazamientos)

Calculo de ductilidad global en dirección “Y”

La ductilidad global de la estructura es el cociente entre el desplazamiento último y el desplazamiento donde inicia la fluencia

Desplazamiento de Fluencia: 7 cm

Desplazamiento último: 22 cm

Desplazamiento de Colapso: 36 cm

Ductilidad:

Considerando una reserva de resistencia, tomando como desplazamiento último donde el primer muro se articula

$$\mu_{ux} = \frac{\Delta_{ult}}{\Delta_{flu}} = \frac{22cm}{7cm} = 3.14$$

Considerando el desplazamiento ultimo de previo al colapso, donde todos los muros de los primeros pisos se articulan.

$$\mu_{cx} = \frac{\Delta_{colap}}{\Delta_{flu}} = \frac{36cm}{7cm} = 5.14$$

Calculo del desplazamiento máximo según el FEMA 356

Donde:

Co: 1.46 (interpolación tabla 3)

C1: $\frac{(1+(6.54-1)0.60/0.36)}{6.54} = 1.56$, usar 1.50 (tabla 4)

C2: 1.32 (interpolación tabla 5)

C3: 1 (No se consideró los efectos de segundo orden)

$$\delta_{max} = 1.46 \times 1.50 \times 1.36 \times 1.00 \times 3.20 = 9.53 \text{ cm}$$

4. COMENTARIOS

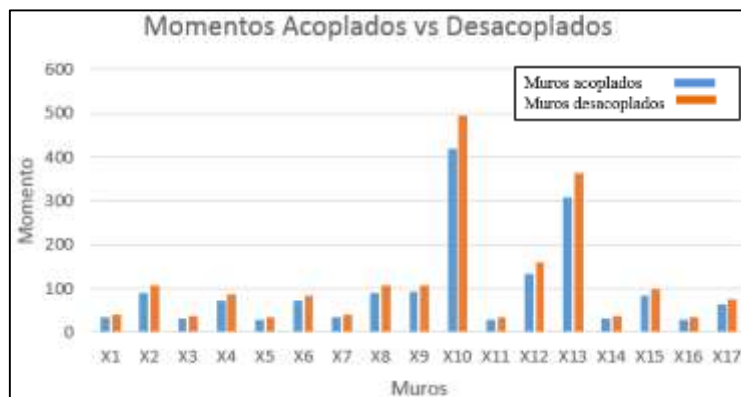
El presente trabajo de investigación dio un primer paso para la corroboración de la posibilidad de diseñar y construir de manera segura edificaciones altas de albañilería confinada en Perú. Se realizaron modelos simplificados que representan de manera coherente, a un edificio de albañilería confinada de 8 pisos, y sobre todo su cambio en el comportamiento (Tipo de Falla). Se cuidó que la estructura sea diseñada de acuerdo a todos los parámetros de la norma técnica E0.70. Razón por la cual se puede apreciar un periodo bajo de la estructura, debido a la gran cantidad de muros que esta posee. Quedará para posteriores investigaciones, como deberían diseñarse correctamente bajo un comportamiento dominado por flexión este tipo de estructuras, ya que, por ahora se tomó como base un diseño dominado por cortante (E0.70), pero verificando que el muro falle por flexión antes que por cortante. Por último, se aprecia que la estructura tiene la capacidad de acomodar de manera estable deformaciones mayores a la asociada con la pérdida de capacidad sismo resistente según la *Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA)*. Resultando así que la edificación propuesta es capaz de resistir grandes deformaciones antes de llegar al colapso.

5. CONCLUSIONES

- Del diseño arquitectónico:
 - Debe ser simétrico, sencillo y funcional
- De la estructuración:
 - Para disminuir la demanda en los muros (cortante y momento) en este tipo de edificaciones, se deberá contar con una densidad de muros de al menos un 30% mayor que la densidad mínima establecida en la norma técnica E0.70.



- Para aumentar la esbeltez del muro y así forzar su falla a flexión, es necesario incluir de vigas de acople cada dos niveles.
- Las inclusiones de vigas de acople permiten reducir el momento actuante en los muros entre un 18 % y 35% dependiendo su ubicación, este porcentaje se obtuvo al compararse con la estructura desacoplada.



- Para incrementar su rigidez torsional de la estructura se debe procurar que la mayor cantidad de muros estén ubicados en el perímetro, y a fin de evitar las excentricidades debido a la diferencia de rigideces, los muros de concreto armado se deben ubicar en la parte central.

➤ Del análisis Estructural:

- Para el análisis elástico lineal resulta indiferente modelar los muros con elementos finitos o como columna ancha, esto se demostró en el análisis de sensibilidad realizado (anexo4), en el que se comparó los resultados obtenidos para ambos modelos.
- La restricción al giro provista por el acoplamiento de los muros, genera que los puntos de inflexión de momentos se encuentren entre sus extremos restringidos (vigas de peraltas), causando una deformación en doble curvatura, similar al comportamiento estructural de una columna.
- Los desplazamientos inelásticos del ultimo entre piso fueron de 4.68 cm en la dirección “X” y de 5.85 cm en la dirección “Y”, debido a la gran cantidad de muros que cuenta la estructura. Además, las derivas máximas se ubicaron en el cuarto entre piso (0.0029) en la dirección “X” y (0.0027) en la dirección “Y”, ambas derivas son menores que la máxima permitida (0.005) según la norma E0.30.
- Se verifico que el cortante actuante en todos los muros sea menor que el 55% del cortante resistente (V^m), de esta manera aseguramos que el edificio se comporte elásticamente bajo un sismo moderado, y no sufran ninguna fisura de consideración frente a movimientos telúricos de mayor ocurrencia.

➤ Del Diseño estructural:

- Los cálculos demuestran que los muros de edificaciones altas de albañilería confinada deben diseñarse siguiendo los requisitos de la norma técnica E0.70, puesto que, permiten obtener muros dúctiles con falla a flexión.
- Los elementos estructurales de concreto armado (vigas y placas), se han diseñado para que funcionen como una primera línea de disipación de energía, debido a que tienen mayor ductilidad que los elementos de albañilería.

- De la verificación en su modo de falla:
 - Los muros diseñados con la norma técnica E0.70 tienen una resistencia al corte mayor, que al cortante asociado a la plastificación por flexión en base del muro, por lo que **“El muro fallara a flexión antes que por corte”**.

- Del análisis estático no lineal
 - Los muros muestran una ductilidad promedio de 27 (Curvatura última/Curvatura de fluencia), debido a la baja cantidad de refuerzo ubicado en sus extremos y baja carga axial.
 - Luego de someter a la estructura a un análisis estático no-lineal Pushover, se determinó la secuencia en que los elementos estructurales se van articulando hasta llegar al colapso total (Mecanismo de falla). Los primeros elementos que agotaron su capacidad de rotación frente a distorsiones pequeñas de entrepiso fueron las vigas chatas, seguido por las vigas peraltadas de los dos primeros pisos, y así sucesivamente se fueron articulando las vigas hasta llegar a los pisos superiores, finalmente la estructura sufre grandes distorsiones de 0.007 – 0.010 donde los muros se logran articular hasta llegar al colapso, formándose un mecanismo de entre piso blando en los dos primeros niveles.
 - El edificio mostró un comportamiento estable a nivel global frente a grandes deformaciones, es decir, cuando un primer muro se plastificó, se llegó a tener una ductilidad global de 2.9 en la dirección “X” y de 3.1 en la dirección “Y”, sin embargo, el comportamiento siguió siendo estable a deformaciones mayores antes de llegar al colapso, logrando ductilidades globales de 4.25 en la dirección “X” y 5.1 en la dirección “Y”.

➤ Del desempeño sísmico

- El desplazamiento máximo asociado a la pérdida de capacidad sismo-resistente según el método de coeficientes de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA), fueron de 6.80cm y 9.53cm en “X” y “Y” respectivamente. Lo que indica que en la dirección “X” estamos entre los estados límites de operación y ocupación inmediata una deriva de entrepiso de 0.003 aprox., y en la dirección “Y” estamos entre los límites de operación y ocupación inmediata, desarrollando una deriva de entrepiso de 0.004.

Nótese que esta deriva es menor que la reglamentaria de 0.005, pero si bien este límite funcionó adecuadamente para edificios bajos cuya falla sería por corte, este trabajo demostró que la deriva reglamentaria sería muy severa para un edificio alto de mayor capacidad de deformación, y cuya falla sería a flexión.

6. RECOMENDACIONES

- Analizar la posibilidad de diseñar este tipo de estructuras con unidades de albañilería más comunes (65kg/cm^2 - 85 kg/cm^2), puesto que la unidad analizada tiene una elevada sobre resistencia.
- Realizar ensayos y proporcionar parámetros que permitan predecir la resistencia al corte de los muros, tomando en cuenta relaciones de esbelteces cercanas a 2.
- En la norma técnica E0.70 se debería proporcionar soluciones que permitan predecir la resistencia al corte tomando en cuenta las relaciones de esbeltez.
- Efectuar ecuaciones de diseño para muros cuya falla será a flexión, basándose en la hipótesis que el muro estará en voladizo o acoplado mediante vigas cada cierto nivel.
- Realizar un detallado adecuado del refuerzo longitudinal y transversal de las columnas de confinamiento, ya que, su modo de falla del muro será a flexión y los elementos críticos se encuentran en los extremos.
- Para posteriores investigaciones se deberá realizar el diagrama momento-curvatura considerando la carga axial de los muros en cada entre piso. Además, se deberá realizar un análisis más detallado del diagrama momento rotación, ya que, durante el proyecto se hicieron simplificaciones, como solo multiplicar la curvatura del muro por la longitud de concentración de la rótula plástica ($0.5d$).
- Ejecutar un análisis dinámico no lineal, para verificar el modelo simplificado (Pushover). Además, para obtener y observar un comportamiento más real en este tipo de edificaciones, cuando son sometidas a solicitaciones sísmicas reales, e ingresan a su rango no lineal del material.

7. REFERENCIA BIBLIOGRAFIA

- Reglamento Nacional de edificaciones (2006). E.070 Norma técnica de albañilería. Lima
- Reglamento Nacional de edificaciones (2006). E.020 Norma técnica de cargas. Lima
- Reglamento Nacional de edificaciones (2016). E.030 Norma técnica de diseño sismo resistente. Lima
- Aguilar G, y S M Alcocer (1994), “Efectos del refuerzo horizontal en el comportamiento de muros de mampostería”, Memorias del Noveno congreso Nacional de Ingeniería Estructural Zacatecas, México.
- Angles P. (2008), “Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla”, Tesis para optar el título de ingeniería civil, Pontifica Universidad Católica del Perú.
- Bozzo, L y Barbat A.(2000),”Diseño sismo resistente de edificios, técnicas convencionales y avanzadas”. Editorial Reverte. España. pp 166-239.
- Chadwell, C. Imbsen y Associates (2002).”Cross section analysis software for structural and earthquake engineering”.”XTRACT”. V.3.0.8
- Espinosa Cazarin E F, A Teran Gilmore O Zuñiga Cuevas y R Jean (2005) “Análisis comparativo de la respuesta sísmica de dos edificios de 10 niveles: mampostería confinada versus concreto reforzado”, XIX Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, Veracruz.
- Espinosa, E (2013), .”Diseño sismo resistente de edificios altos de mampostería”, tesis de Maestría, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Flores, L, Arroyo D. y Quiroz L.(2009),”Estudio esfuerzo deformación axial para mampostería confinada fabricada en México D.F”. Memorias del XVII Congreso Nacional de Ingeniería sísmica. Puebla, Pue.
- Flores, L. y S.M. Alcocer (2001), “Estudio analítico de estructuras de mampostería confinada”. México, CENAPRED: 109.

- Gallegos, H. y Casabonne C. (2005), Albañilería estructural, tercera edición. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Imbsen,R y C.B Chadwell XTRACT: A tool for axial force - Ultimate curvature interactions. Structure.
- Kaushik,H, Rai D. y Jain K.(2007). Stress-Strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. M.ASCE. Canada.
- MacGregor J y Wight J.(2009). Reinforced concrete mechanics y design. Sexta edición. PEARSON.
- MIDAS (2016). “Integrated design systems for buildings and general structures”. “MIDAS GEN 2016”
- Miranda, E y A. Tena (1999). Comportamiento mecánico de la mampostería. Edificaciones de mampostería para vivienda. Ciudad de México.
- NTCDS (2004) “Normas técnicas complementarias para el diseño por sismo”, México D:F, Gaceta del Gobierno del D.F. pp 55-77.
- Park R. y Paulay T. (1994), Estructuras de concreto reforzado, Editorial Limusa. Mexico.
- Pérez Gavilán, JJ, S M Alcocer y L E Flores (2013), “Efectos de la esbeltez en la resistencia de muros de mampostería confinada”, Revista de ingeniería Sísmica, vol.89,pp.55-76.
- San Bartolomé, A. (1990). Albañilería confinada, colección del ingeniero civil. Lima, Consejo departamental de Lima. Libro 4
- San Bartolomé A, Bernardo J. y Peña M.(2009) “Efectos del peralte de las columnas en el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada”. Tesis para optar el título de ingeniería civil, Pontificia Universidad Católica del Perú.
- San Bartolomé A, Quiun D. y Silva W. (2011), Diseño y construcción de estructuras sismorresistentes de albañilería. Fondo editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Santana R. (2012), “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada”, Tesis para optar grado de Maestro en ciencias con mención en Ingeniería Estructural, Universidad Nacional de Ingeniería.

- Taveras A. (2008).” Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral”, Tesis de Maestro en ingeniería, UNAM. México.
- Terán Gilmore, A, D Arroyo y J Ruiz (2009), “Diseño por desempeño ¿El futuro para el diseño de las estructuras de mampostería?”, VI Simposio Nacional sobre ingeniería estructural en la vivienda, Guanajuato, Guanajuato.
- Terán Gilmore, A, O Zúñiga (2008), “Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada”, Revista de ingeniería Sísmica, vol.79, pp.25-48.
- Terán Gilmore, A (2004), “Diseño por desempeño: Antecedentes, conceptos generales y perspectivas”. VII SNIS, Cuernavaca.
- Torres, M. (2007), “Patrones de daño por sismo en muros estructurales de mampostería”, Tesis de maestría, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Azcapotzalco. Maestro en Ingeniería Estructural.
- Valenzuela, E (2009), “Sobre resistencia en estructuras de mampostería”, Tesis de Maestría, Universidad Autónoma Metropolitana, México D.F.

ANEXO 1:

Ficha técnica del ladrillo “Infes” de alta resistencia

FICHA TÉCNICA		
MANUAL APOYO	LADRILLO KING KONG 30% VACIO	
CARACTERISTICAS GENERALES		
Denominación del Bien	:KING KONG 30%	
Denominación técnica	:KING KONG 30% VACIO	
Grupo/clase/familia	:CONSTRUCCIONES DE TABIQUERIA	
Dimensiones	:9 x 13 x 24 cm.	
Peso	:3.80 Kg.	
Anexos adjuntos: Descripción general: Es el ladrillo fabricado de arcilla moldeada, extruida y quemada o cocida en un horno tipo túnel de proceso continuo.		
CARACTERISTICAS TECNICAS		
DE LOS TIPOS DE LADRILLOS		
Según la Norma NTP 399.613 - 331.040 - 331.041 este ladrillo corresponde:		
Tipo V: Resistencia y durabilidad altas. Apto para construcciones de albañilería en condiciones de servicio rigurosas.		
CARACTERISTICAS FISICAS		
VARIACION DE LA DIMENSION (mm)	:	± 2.0
ALABEO (mm)	:	1
RESISTENCIA A LA COMPRESION (Kg/cm2)	:	254.69 kg/ cm2
ABSORCION (%)	:	12.50
OTRAS ESPECIFICACIONES		
-Proceso de fabricación altamente controlado. -Control de Calidad riguroso en todos los procesos. -Peso exacto. -Secado Artificial Automatizado.		
EL CONTENIDO DE LA FICHA PUEDE VARIAR POR CAMBIOS EN LOS PROCEDIMIENTOS O EN LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS.		
ACTUALIZADO: ENERO 2015		
Parcela 10234 Fundo Santa Ines, Puente Piedra – Lima. Telf: (051) 711-3322		
www.ladrilloslark.com.pe		

Calculo de sus propiedades de la unidad en los laboratorios de la PUCP en la tesis realizada por la Ing. Paola Angles e Ing. Angles San Bartolomé

RESUMEN

Se analizó la influencia del tipo de ladrillo; de concreto vibrado y de arcilla cocida, en el comportamiento sísmico de la albañilería confinada, para lo cual, en el Laboratorio de Estructuras de la PUCP, se efectuaron ensayos de carga lateral cíclica en dos muros con las mismas características, pero contruidos cada uno con los ladrillos indicados.

1. INTRODUCCIÓN



Los muros de albañilería confinada tradicionalmente se construyen en nuestro medio utilizando ladrillos de arcilla, sin embargo, en la fabricación de esas unidades se emplea suelo de cultivo, lo que depreda nuestros recursos agrícolas. Esa fue la principal razón que motivó el desarrollo de esta investigación, aparte que la albañilería confinada hecha con ladrillos de concreto aún no ha sido ensayada sísmicamente, por lo que en este trabajo se pretende determinar sus propiedades a fin de incorporarlas en la Norma E.070 (Ref.1).

Con el objetivo indicado, y además con fines comparativos, se ensayaron a carga lateral cíclica dos muros confinados: uno construido con ladrillos de arcilla cocida (MA) y otro hecho con ladrillos de concreto vibrado (MC). Ambos muros presentaron las mismas dimensiones, refuerzo y mano de obra, aunque, por el hecho de que los ladrillos de concreto deben asentarse en su estado natural (secos), hubo que modificar el tipo de mortero. Los ladrillos de concreto no pueden regarse por su baja succión y, también, porque debido a su alta variación volumétrica se expandirían, para luego contraerse al secar, lo que podría generar fisuras en el muro.

2. CARACTERÍSTICAS DE LOS LADRILLOS

Se utilizaron ladrillos industriales de arcilla y de concreto con las mismas dimensiones: 24 cm de longitud, 9 cm de altura y 13 cm de espesor. En la Tabla 1 se resume las propiedades de estos ladrillos, provenientes de los ensayos realizados, con las cuales, de acuerdo a la Ref.1, los ladrillos de arcilla calificaron como clase V y los de concreto como clase IV, sólidos y aptos para ser empleados en la construcción de muros portantes y, por supuesto, en no portantes.

Tabla 1. Propiedades de los Ladrillos.

ENSAYO	ARCILLA	CONCRETO
		
Variabilidad Dimensional (longitud, ancho y altura)	-0.39% , -0.43%, 0.03%	-0.09%, 0.01 % , 0.40%
Alabeo (mm)	0	0
Compresión (f ^b en kg/cm ²)	197	146
Succión (gr/(200cm ² -min))	47	12
Absorción	14 %	6 %
Área de Huecos	32 %	29 %

3. MORTERO y TRATAMIENTO PREVIO DE LOS LADRILLOS

La albañilería (prismas y muros) hecha con ladrillos de concreto y de arcilla, fue construida siguiendo las especificaciones de la Ref.1. En ambos casos las juntas de mortero tuvieron 1cm de espesor. En la Tabla 2 se indica las especificaciones seguidas para el mortero y el tratamiento previo de los ladrillos.

Ladrillo	ARCILLA	CONCRETO
Mortero cemento-cal-arena	1: 0: 4	1: ½ : 4
Tratamiento del ladrillo	Regado durante ½ hora, la tarde anterior al asentado	Asentado en su estado natural, previa limpieza.

4. PROPIEDADES DE LA ALBAÑILERÍA SIMPLE

Para determinar la resistencia a compresión de la albañilería ($f'm$) y la resistencia a corte puro ($v'm$), se construyeron 4 pilas (13x24x60cm) y 4 muretes (13x60x60cm) por cada tipo de ladrillo. Las pilas se ensayaron a compresión axial y los muretes a compresión diagonal, en ambos casos los prismas tuvieron 28 días de edad. Mediante el empleo de dos LVDT en cada pila, pudo obtenerse el módulo de elasticidad de la albañilería (E_m). Los resultados aparecen en la Tabla 3, mientras que en las figuras 1 y 2 se muestra la falla típica que tuvieron los prismas.

Ladrillo	ARCILLA	CONCRETO
Pilas: $f'm$ (kg/cm ²)	131	136
Muretes: $v'm$ (kg/cm ²)	17.2	10.2
Ref.1: $v'm < \sqrt{f'm}$ (kg/cm ²)	11.4	10.2
E_m (kg/cm ²)	62500	86300
$E_m / f'm$ (experimental)	477	636
$E_m / f'm$ (Ref.1)	500	700



Fig.1. Pilas.

Fig.2. Muretes.

En la Tabla 3 puede apreciarse que no existe mayor diferencia en la resistencia a compresión ($f'm$) para los dos tipos de albañilería; asimismo, la relación $E_m/f'm$ reglamentaria (Ref.1) tuvo menos de 10% de error respecto a los valores experimentales. Por otro lado, si bien la resistencia a corte puro ($v'm$) de los muretes con ladrillos de arcilla superó en 69% al de los ladrillos de concreto, producto de la forma de falla (Fig.2), en la Ref.1 se indica que para efectos de diseño, $v'm$ no debe ser mayor que $\sqrt{f'm}$, con lo cual, la diferencia se atenúa de 69% a 12%.

ANEXO2:

Detallado de metrado de cargas de muros para el cálculo de esfuerzo máximo

Muro X1
Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.52 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 1871.42 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.52 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 131.33 kg
C.D					= 2832.19 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5° y 7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.67 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 601.20 kg
Acabado de piso		1.67 m ² x		100.00 kg/m ²	= 167.00 kg
Viga Solera	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 38.88 kg
C.I-1					= 807.08 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.67 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 601.20 kg
Acabado de piso		1.67 m ² x		100.00 kg/m ²	= 167.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.I-2					= 897.80 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.67 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 601.20 kg
Acabado de piso		1.67 m ² x		100.00 kg/m ²	= 167.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.I-3					= 897.80 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		1.67 m ² x		200.00 kg/m ²	= 334.00 kg
C.L					= 334.00 kg
Sobre carga (Azotea)		1.67 m ² x		100.00 kg/m ²	= 167.00 kg
C.L					= 167.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8\text{pisos} \times 2832\text{ kg} + 4\text{pisos} \times 807\text{ kg} + 2\text{pisos} \times 898\text{ kg} + 2\text{pisos} \times 898\text{ kg} + 7\text{pisos} \times 334\text{ kg} + 1\text{pisos} \times 167\text{ kg} = 31982.06\text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 6.66\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65\text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

Muro X2

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.72 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 3348.86 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	2.72 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 235.01 kg
C.D					<u>= 4413.31 kg</u>

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.63 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1306.80 kg
Acabado de piso		3.63 m2 x		100.00 kg/m2	= 363.00 kg
Viga Solera	0.91 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 78.62 kg
C.I-1					<u>= 1748.42 kg</u>

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.63 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1306.80 kg
Acabado de piso		3.63 m2 x		100.00 kg/m2	= 363.00 kg
Viga dintel	0.91 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 262.08 kg
C.I-2					<u>= 1931.88 kg</u>

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.63 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1306.80 kg
Acabado de piso		3.63 m2 x		100.00 kg/m2	= 363.00 kg
Viga dintel	0.91 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 262.08 kg
C.I-3					<u>= 1931.88 kg</u>

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.63 m2 x		200.00 kg/m2	= 726.00 kg
C.L					= 726.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.63 m2 x		100.00 kg/m2	= 363.00 kg
C.L					= 363.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 4413 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 1748 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1932 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1932 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 726 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 363 \text{ kg} = 55472.71 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 7.22 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X3

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.50 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 1846.80 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.50 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.D					<u>= 2805.84 kg</u>

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.52 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 187.20 kg
Acabado de piso		0.52 m ² x		100.00 kg/m ²	= 52.00 kg
Viga Solera	1.07 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 92.45 kg
C.I-1					<u>= 331.65 kg</u>

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.52 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 187.20 kg
Acabado de piso		0.52 m ² x		100.00 kg/m ²	= 52.00 kg
Viga dintel	1.07 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 308.16 kg
C.I-2					<u>= 547.36 kg</u>

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.52 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 187.20 kg
Acabado de piso		0.52 m ² x		100.00 kg/m ²	= 52.00 kg
Viga dintel	1.07 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 308.16 kg
C.I-3					<u>= 547.36 kg</u>

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		0.52 m ² x		200.00 kg/m ²	= 104.00 kg
C.L					= 104.00 kg
Sobre carga (Azotea)		0.52 m ² x		100.00 kg/m ²	= 52.00 kg
C.L					= 52.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEAS)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 2806 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 332 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 547 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 547 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 104 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 52 \text{ kg} = 26742.75 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 5.63 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X4

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.04 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 2511.65 kg
Columna de Conf. (3)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 1244.16 kg
Viga solera	0.24 m x	2.04 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 176.26 kg
C.D					= 3932.06 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.55 m2 x		2400.00 kg/m3	= 918.00 kg
Acabado de piso		2.55 m2 x		100.00 kg/m2	= 255.00 kg
Viga Solera	1.22 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 105.41 kg
C.I-1					= 1278.41 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.55 m2 x		2400.00 kg/m3	= 918.00 kg
Acabado de piso		2.55 m2 x		100.00 kg/m2	= 255.00 kg
Viga dintel	1.22 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 351.36 kg
C.I-2					= 1524.36 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.55 m2 x		2400.00 kg/m3	= 918.00 kg
Acabado de piso		2.55 m2 x		100.00 kg/m2	= 255.00 kg
Viga dintel	1.22 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 351.36 kg
C.I-3					= 1524.36 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		2.55 m2 x		200.00 kg/m2	= 510.00 kg
C.L					= 510.00 kg
Sobre carga (Azotea)		2.55 m2 x		100.00 kg/m2	= 255.00 kg
C.L					= 255.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 3932 \text{ kg} + 4pisos \times 1278 \text{ kg} + 2pisos \times 1524 \text{ kg} + 2pisos \times 1524 \text{ kg} + 7pisos \times 510 \text{ kg} + 1pisos \times 255 \text{ kg} = 46492.58 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 7.02 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X5

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.50 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 1846.80 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.50 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 129.60 kg
C.D					<u>= 2805.84 kg</u>

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.76 m2 x		2400.00 kg/m3	= 633.60 kg
Acabado de piso		1.76 m2 x		100.00 kg/m2	= 176.00 kg
Viga Solera	0.61 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 52.70 kg
C.I-1					<u>= 862.30 kg</u>

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.76 m2 x		2400.00 kg/m3	= 633.60 kg
Acabado de piso		1.76 m2 x		100.00 kg/m2	= 176.00 kg
Viga dintel	0.61 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 175.68 kg
C.I-2					<u>= 985.28 kg</u>

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.76 m2 x		2400.00 kg/m3	= 633.60 kg
Acabado de piso		1.76 m2 x		100.00 kg/m2	= 176.00 kg
Viga dintel	0.61 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 175.68 kg
C.I-3					<u>= 985.28 kg</u>

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		1.76 m2 x		200.00 kg/m2	= 352.00 kg
C.L					<u>= 352.00 kg</u>
Sobre carga (Azotea)		1.76 m2 x		100.00 kg/m2	= 176.00 kg
C.L					<u>= 176.00 kg</u>

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8\text{pisos} \times 2806\text{ kg} + 4\text{pisos} \times 862\text{ kg} + 2\text{pisos} \times 985\text{ kg} + 2\text{pisos} \times 985\text{ kg} + 7\text{pisos} \times 352\text{ kg} + 1\text{pisos} \times 176\text{ kg} = 32477.06\text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 6.83\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65\text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X6

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.03 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 2499.34 kg
Columna de Conf. (3)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 1244.16 kg
Viga solera	0.24 m x	2.03 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 175.39 kg
C.D					<u>= 3918.89 kg</u>

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	4.41 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1587.60 kg
Acabado de piso		4.41 m2 x		100.00 kg/m2	= 441.00 kg
Viga Solera	1.22 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 105.41 kg
C.I-1					<u>= 2134.01 kg</u>

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	4.41 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1587.60 kg
Acabado de piso		4.41 m2 x		100.00 kg/m2	= 441.00 kg
Viga dintel	1.22 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 351.36 kg
C.I-2					<u>= 2379.96 kg</u>

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	4.41 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1587.60 kg
Acabado de piso		4.41 m2 x		100.00 kg/m2	= 441.00 kg
Viga dintel	1.22 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 351.36 kg
C.I-3					<u>= 2379.96 kg</u>

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		4.41 m2 x		200.00 kg/m2	= 882.00 kg
C.L					= 882.00 kg
Sobre carga (Azotea)		4.41 m2 x		100.00 kg/m2	= 441.00 kg
C.L					= 441.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 3919 \text{ kg} + 4pisos \times 2134 \text{ kg} + 2pisos \times 2380 \text{ kg} + 2pisos \times 2380 \text{ kg} + 7pisos \times 882 \text{ kg} + 1pisos \times 441 \text{ kg} = 56021.98 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 8.49 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X7

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.52 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 1871.42 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.52 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 131.33 kg
C.D					<u>= 2832.19 kg</u>

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.45 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1242.00 kg
Acabado de piso		3.45 m2 x		100.00 kg/m2	= 345.00 kg
Viga Solera	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 38.88 kg
C.I-1					<u>= 1625.88 kg</u>

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.45 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1242.00 kg
Acabado de piso		3.45 m2 x		100.00 kg/m2	= 345.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 129.60 kg
C.I-2					<u>= 1716.60 kg</u>

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.45 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1242.00 kg
Acabado de piso		3.45 m2 x		100.00 kg/m2	= 345.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 129.60 kg
C.I-3					<u>= 1716.60 kg</u>

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.45 m2 x		200.00 kg/m2	= 690.00 kg
C.L					= 690.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.45 m2 x		100.00 kg/m2	= 345.00 kg
C.L					= 345.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 2832 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 1626 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1717 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1717 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 690 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 345 \text{ kg} = 41202.46 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 8.58 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X8

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.73 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 3361.18 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	2.73 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 235.87 kg
C.D					= 4426.49 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.57 m2 x		2400.00 kg/m3	= 2005.20 kg
Acabado de piso		5.57 m2 x		100.00 kg/m2	= 557.00 kg
Viga Solera	0.90 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 77.76 kg
C.I-1					= 2639.96 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.57 m2 x		2400.00 kg/m3	= 2005.20 kg
Acabado de piso		5.57 m2 x		100.00 kg/m2	= 557.00 kg
Viga chata	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 38.88 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 129.60 kg
C.I-2					= 2730.68 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.57 m2 x		2400.00 kg/m3	= 2005.20 kg
Acabado de piso		5.57 m2 x		100.00 kg/m2	= 557.00 kg
Viga chata	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 38.88 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 129.60 kg
C.I-3					= 2730.68 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		5.57 m2 x		200.00 kg/m2	= 1114.00 kg
C.L					= 1114.00 kg
Sobre carga (Azotea)		5.57 m2 x		100.00 kg/m2	= 557.00 kg
C.L					= 557.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 4426 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 2640 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2731 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2731 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 1114 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 557 \text{ kg} = 65249.46 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 8.47 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X9

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.72 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 3348.86 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	2.72 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 235.01 kg
C.D					= 4413.31 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.46 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1245.60 kg
Acabado de piso		3.46 m2 x		100.00 kg/m2	= 346.00 kg
Viga Solera	1.20 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 103.68 kg
C.I-1					= 1695.28 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.46 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1245.60 kg
Acabado de piso		3.46 m2 x		100.00 kg/m2	= 346.00 kg
Viga chata	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 38.88 kg
Viga dintel	0.75 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 216.00 kg
C.I-2					= 1846.48 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.46 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1245.60 kg
Acabado de piso		3.46 m2 x		100.00 kg/m2	= 346.00 kg
Viga chata	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 38.88 kg
Viga dintel	0.75 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 216.00 kg
C.I-3					= 1846.48 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.46 m2 x		200.00 kg/m2	= 692.00 kg
C.L					= 692.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.46 m2 x		100.00 kg/m2	= 346.00 kg
C.L					= 346.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 4413 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 1695 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1846 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1846 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 692 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 346 \text{ kg} = 54663.54 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 7.12 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X11

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.52 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 1871.42 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.52 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 131.33 kg
C.D					= 2832.19 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.32 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1195.20 kg
Acabado de piso		3.32 m ² x		100.00 kg/m ²	= 332.00 kg
Viga Solera	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 38.88 kg
C.I-1					= 1566.08 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.32 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1195.20 kg
Acabado de piso		3.32 m ² x		100.00 kg/m ²	= 332.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.I-2					= 1656.80 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.32 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1195.20 kg
Acabado de piso		3.32 m ² x		100.00 kg/m ²	= 332.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.I-3					= 1656.80 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.32 m ² x		200.00 kg/m ²	= 664.00 kg
C.L					= 664.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.32 m ² x		100.00 kg/m ²	= 332.00 kg
C.L					= 332.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(\text{AZOTEA})$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 2832 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 1566 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1657 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1657 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 664 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 332 \text{ kg} = 40529.06 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 8.44 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X12

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	3.87 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 4764.74 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	3.87 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 334.37 kg
C.D					= 5928.55 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.61 m2 x		2400.00 kg/m3	= 2019.60 kg
Acabado de piso		5.61 m2 x		100.00 kg/m2	= 561.00 kg
Viga Solera	1.20 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 103.68 kg
C.I-1					= 2684.28 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.61 m2 x		2400.00 kg/m3	= 2019.60 kg
Acabado de piso		5.61 m2 x		100.00 kg/m2	= 561.00 kg
Viga dintel	1.20 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 345.60 kg
C.I-2					= 2926.20 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.61 m2 x		2400.00 kg/m3	= 2019.60 kg
Acabado de piso		5.61 m2 x		100.00 kg/m2	= 561.00 kg
Viga dintel	1.20 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 345.60 kg
C.I-3					= 2926.20 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		5.61 m2 x		200.00 kg/m2	= 1122.00 kg
C.L					= 1122.00 kg
Sobre carga (Azotea)		5.61 m2 x		100.00 kg/m2	= 561.00 kg
C.L					= 561.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEAS)$$

$$Pm = 8\text{pisos} \times 5929\text{ kg} + 4\text{pisos} \times 2684\text{ kg} + 2\text{pisos} \times 2926\text{ kg} + 2\text{pisos} \times 2926\text{ kg} + 7\text{pisos} \times 1122\text{ kg} + 1\text{pisos} \times 561\text{ kg} = 78285.34\text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 7.50\text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65\text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X13

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	4.92 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 6057.50 kg
Columna de Conf. (3)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 1244.16 kg
Viga solera	0.24 m x	4.92 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 425.09 kg
C.D					<u>= 7726.75 kg</u>

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	11.10 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 3996.00 kg
Acabado de piso		11.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 1110.00 kg
Viga Solera	1.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.I-1					<u>= 5235.60 kg</u>

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	11.10 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 3996.00 kg
Acabado de piso		11.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 1110.00 kg
Viga dintel	1.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 432.00 kg
C.I-2					<u>= 5538.00 kg</u>

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	11.10 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 3996.00 kg
Acabado de piso		11.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 1110.00 kg
Viga dintel	1.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 432.00 kg
C.I-3					<u>= 5538.00 kg</u>

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		11.10 m ² x		200.00 kg/m ²	= 2220.00 kg
C.L					= 2220.00 kg
Sobre carga (Azotea)		11.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 1110.00 kg
C.L					= 1110.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 7727 \text{ kg} + 4pisos \times 5236 \text{ kg} + 2pisos \times 5538 \text{ kg} + 2pisos \times 5538 \text{ kg} + 7pisos \times 2220 \text{ kg} + 1pisos \times 1110 \text{ kg} = 121558.42 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 8.98 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X14

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.52 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 1871.42 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.52 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 131.33 kg
C.D					= 2832.19 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.67 m2 x		2400.00 kg/m3	= 601.20 kg
Acabado de piso		1.67 m2 x		100.00 kg/m2	= 167.00 kg
Viga Solera	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 38.88 kg
C.I-1					= 807.08 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.67 m2 x		2400.00 kg/m3	= 601.20 kg
Acabado de piso		1.67 m2 x		100.00 kg/m2	= 167.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 129.60 kg
C.I-2					= 897.80 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.67 m2 x		2400.00 kg/m3	= 601.20 kg
Acabado de piso		1.67 m2 x		100.00 kg/m2	= 167.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 129.60 kg
C.I-3					= 897.80 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		1.67 m2 x		200.00 kg/m2	= 334.00 kg
C.L					= 334.00 kg
Sobre carga (Azotea)		1.67 m2 x		100.00 kg/m2	= 167.00 kg
C.L					= 167.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 2832 \text{ kg} + 4pisos \times 807 \text{ kg} + 2pisos \times 898 \text{ kg} + 2pisos \times 898 \text{ kg} + 7pisos \times 334 \text{ kg} + 1pisos \times 167 \text{ kg} = 31982.06 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 6.66 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X15

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.72 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 3348.86 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	2.72 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 235.01 kg
C.D					= 4413.31 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.53 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1270.80 kg
Acabado de piso		3.53 m2 x		100.00 kg/m2	= 353.00 kg
Viga Solera	0.91 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 78.62 kg
C.I-1					= 1702.42 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.53 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1270.80 kg
Acabado de piso		3.53 m2 x		100.00 kg/m2	= 353.00 kg
Viga dintel	0.91 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 262.08 kg
C.I-2					= 1885.88 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.53 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1270.80 kg
Acabado de piso		3.53 m2 x		100.00 kg/m2	= 353.00 kg
Viga dintel	0.91 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 262.08 kg
C.I-3					= 1885.88 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.53 m2 x		200.00 kg/m2	= 706.00 kg
C.L					= 706.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.53 m2 x		100.00 kg/m2	= 353.00 kg
C.L					= 353.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 4413 \text{ kg} + 4pisos \times 1702 \text{ kg} + 2pisos \times 1886 \text{ kg} + 2pisos \times 1886 \text{ kg} + 7pisos \times 706 \text{ kg} + 1pisos \times 353 \text{ kg} = 54954.71 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 7.16 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X16

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.50 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 1846.80 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.50 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.D					= 2805.84 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.49 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 896.40 kg
Acabado de piso		2.49 m ² x		100.00 kg/m ²	= 249.00 kg
Viga Solera	1.07 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 92.45 kg
C.I-1					= 1237.85 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.49 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 896.40 kg
Acabado de piso		2.49 m ² x		100.00 kg/m ²	= 249.00 kg
Viga dintel	1.07 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 308.16 kg
C.I-2					= 1453.56 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.49 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 896.40 kg
Acabado de piso		2.49 m ² x		100.00 kg/m ²	= 249.00 kg
Viga dintel	1.07 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 308.16 kg
C.I-3					= 1453.56 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		2.49 m ² x		200.00 kg/m ²	= 498.00 kg
C.L					= 498.00 kg
Sobre carga (Azotea)		2.49 m ² x		100.00 kg/m ²	= 249.00 kg
C.L					= 249.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 2806 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 1238 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1454 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1454 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 498 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 249 \text{ kg} = 36947.35 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 7.78 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO X17

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.04 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 2511.65 kg
Columna de Conf. (3)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 1244.16 kg
Viga solera	0.24 m x	2.04 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 176.26 kg
C.D					= 3932.06 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.40 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1224.00 kg
Acabado de piso		3.40 m ² x		100.00 kg/m ²	= 340.00 kg
Viga Solera	1.22 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 105.41 kg
C.I-1					= 1669.41 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.40 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1224.00 kg
Acabado de piso		3.40 m ² x		100.00 kg/m ²	= 340.00 kg
Viga dintel	1.22 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 351.36 kg
C.I-2					= 1915.36 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.40 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1224.00 kg
Acabado de piso		3.40 m ² x		100.00 kg/m ²	= 340.00 kg
Viga dintel	1.22 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 351.36 kg
C.I-3					= 1915.36 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.40 m ² x		200.00 kg/m ²	= 680.00 kg
C.L					= 680.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.40 m ² x		100.00 kg/m ²	= 340.00 kg
C.L					= 340.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 3932 \text{ kg} + 4pisos \times 1669 \text{ kg} + 2pisos \times 1915 \text{ kg} + 2pisos \times 1915 \text{ kg} + 7pisos \times 680 \text{ kg} + 1pisos \times 340 \text{ kg} = 50895.58 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 7.68 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y1

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	4.27 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 5257.22 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	4.27 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 368.93 kg
C.D					= 6455.59 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.91 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1407.60 kg
Acabado de piso		3.91 m ² x		100.00 kg/m ²	= 391.00 kg
Viga Solera	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-1					= 1841.80 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.91 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1407.60 kg
Acabado de piso		3.91 m ² x		100.00 kg/m ²	= 391.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-2					= 1841.80 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.91 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1407.60 kg
Acabado de piso		3.91 m ² x		100.00 kg/m ²	= 391.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 144.00 kg
C.I-3					= 1942.60 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.91 m ² x		200.00 kg/m ²	= 782.00 kg
C.L					= 782.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.91 m ² x		100.00 kg/m ²	= 391.00 kg
C.L					= 391.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 6456 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 1842 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1842 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1943 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 782 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 391 \text{ kg} = 72445.74 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 6.35 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y2

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	4.36 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 5368.03 kg
Columna de Conf. (3)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 1244.16 kg
Viga solera	0.24 m x	4.36 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 376.70 kg
C.D					= 6988.90 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.80 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1368.00 kg
Acabado de piso		3.80 m ² x		100.00 kg/m ²	= 380.00 kg
Viga Solera	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-1					= 1791.20 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.80 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1368.00 kg
Acabado de piso		3.80 m ² x		100.00 kg/m ²	= 380.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-2					= 1791.20 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	3.80 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1368.00 kg
Acabado de piso		3.80 m ² x		100.00 kg/m ²	= 380.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 144.00 kg
C.I-3					= 1892.00 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		3.80 m ² x		200.00 kg/m ²	= 760.00 kg
C.L					= 760.00 kg
Sobre carga (Azotea)		3.80 m ² x		100.00 kg/m ²	= 380.00 kg
C.L					= 380.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 6989 \text{ kg} + 4pisos \times 1791 \text{ kg} + 2pisos \times 1791 \text{ kg} + 2pisos \times 1892 \text{ kg} + 7pisos \times 760 \text{ kg} + 1pisos \times 380 \text{ kg} = 76142.37 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 6.25 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y3

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	4.27 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 5257.22 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	4.27 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 368.93 kg
C.D					= 6455.59 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	8.62 m2 x		2400.00 kg/m3	= 3103.20 kg
Acabado de piso		8.62 m2 x		100.00 kg/m2	= 862.00 kg
Viga Solera	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 43.20 kg
C.I-1					= 4008.40 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	8.62 m2 x		2400.00 kg/m3	= 3103.20 kg
Acabado de piso		8.62 m2 x		100.00 kg/m2	= 862.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 43.20 kg
C.I-2					= 4008.40 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	8.62 m2 x		2400.00 kg/m3	= 3103.20 kg
Acabado de piso		8.62 m2 x		100.00 kg/m2	= 862.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 144.00 kg
C.I-3					= 4109.20 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		8.62 m2 x		200.00 kg/m2	= 1724.00 kg
C.L					= 1724.00 kg
Sobre carga (Azotea)		8.62 m2 x		100.00 kg/m2	= 862.00 kg
C.L					= 862.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 6456 \text{ kg} + 4pisos \times 4008 \text{ kg} + 2pisos \times 4008 \text{ kg} + 2pisos \times 4109 \text{ kg} + 7pisos \times 1724 \text{ kg} + 1pisos \times 862 \text{ kg} = 96843.54 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 8.50 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y4

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	4.36 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 5368.03 kg
Columna de Conf. (3)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 1244.16 kg
Viga solera	0.24 m x	4.36 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 376.70 kg
C.D					<u>= 6988.90 kg</u>

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	7.38 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 2656.80 kg
Acabado de piso		7.38 m ² x		100.00 kg/m ²	= 738.00 kg
Viga Solera	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-1					<u>= 3438.00 kg</u>

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	7.38 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 2656.80 kg
Acabado de piso		7.38 m ² x		100.00 kg/m ²	= 738.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-2					<u>= 3438.00 kg</u>

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	7.38 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 2656.80 kg
Acabado de piso		7.38 m ² x		100.00 kg/m ²	= 738.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 144.00 kg
C.I-3					<u>= 3538.80 kg</u>

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		7.38 m ² x		200.00 kg/m ²	= 1476.00 kg
C.L					<u>= 1476.00 kg</u>
Sobre carga (Azotea)		7.38 m ² x		100.00 kg/m ²	= 738.00 kg
C.L					<u>= 738.00 kg</u>

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 6989 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 3438 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 3438 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 3539 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 1476 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 738 \text{ kg} = 94686.77 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 7.77 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y5

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.02 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 1255.82 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.02 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 88.13 kg
C.D					= 2173.39 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.35 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 126.00 kg
Acabado de piso		0.35 m ² x		100.00 kg/m ²	= 35.00 kg
Viga Solera	0.35 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 30.24 kg
C.I-1					= 191.24 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.35 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 126.00 kg
Acabado de piso		0.35 m ² x		100.00 kg/m ²	= 35.00 kg
Viga dintel	0.35 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 100.80 kg
C.I-2					= 261.80 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.35 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 126.00 kg
Acabado de piso		0.35 m ² x		100.00 kg/m ²	= 35.00 kg
Viga dintel	0.35 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 100.80 kg
C.I-3					= 261.80 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		0.35 m ² x		200.00 kg/m ²	= 70.00 kg
C.L					= 70.00 kg
Sobre carga (Azotea)		0.35 m ² x		100.00 kg/m ²	= 35.00 kg
C.L					= 35.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 2173 \text{ kg} + 4pisos \times 191 \text{ kg} + 2pisos \times 262 \text{ kg} + 2pisos \times 262 \text{ kg} + 7pisos \times 70 \text{ kg} + 1pisos \times 35 \text{ kg} = 19724.30 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 5.48 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y6

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.06 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m3	= 2536.27 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m3	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	2.06 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 177.98 kg
					<u>= 3543.70 kg</u>

C.D

Carga Indirecta 1°,3°,5° y 7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.35 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1926.00 kg
Acabado de piso		5.35 m2 x		100.00 kg/m2	= 535.00 kg
Viga Solera	0.85 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m3	= 73.44 kg
					<u>= 2534.44 kg</u>

C.I-1

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.35 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1926.00 kg
Acabado de piso		5.35 m2 x		100.00 kg/m2	= 535.00 kg
Viga dintel	0.85 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 244.80 kg
					<u>= 2705.80 kg</u>

C.I-2

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.35 m2 x		2400.00 kg/m3	= 1926.00 kg
Acabado de piso		5.35 m2 x		100.00 kg/m2	= 535.00 kg
Viga dintel	0.85 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m3	= 244.80 kg
					<u>= 2705.80 kg</u>

C.I-3

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		5.35 m2 x		200.00 kg/m2	= 1070.00 kg
					<u>= 1070.00 kg</u>
C.L		5.35 m2 x		100.00 kg/m2	= 535.00 kg
					<u>= 535.00 kg</u>

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(\text{AZOTEA})$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 3544 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 2534 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2706 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2706 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 1070 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 535 \text{ kg} = 57335.53 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 9.41 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y7

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.11 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 1366.63 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.11 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 95.90 kg
C.D					= 2291.98 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.83 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 298.80 kg
Acabado de piso		0.83 m ² x		100.00 kg/m ²	= 83.00 kg
Viga Solera	0.95 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 82.08 kg
C.I-1					= 463.88 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.83 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 298.80 kg
Acabado de piso		0.83 m ² x		100.00 kg/m ²	= 83.00 kg
Viga dintel	0.95 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 273.60 kg
C.I-2					= 655.40 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	0.83 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 298.80 kg
Acabado de piso		0.83 m ² x		100.00 kg/m ²	= 83.00 kg
Viga dintel	0.95 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 273.60 kg
C.I-3					= 655.40 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		0.83 m ² x		200.00 kg/m ²	= 166.00 kg
C.L					= 166.00 kg
Sobre carga (Azotea)		0.83 m ² x		100.00 kg/m ²	= 83.00 kg
C.L					= 83.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 2292 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 464 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 655 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 655 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 166 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 83 \text{ kg} = 24057.93 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 6.30 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y8

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	2.11 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 2597.83 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	2.11 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 182.30 kg
C.D					= 3609.58 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.17 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1861.20 kg
Acabado de piso		5.17 m ² x		100.00 kg/m ²	= 517.00 kg
Viga Solera	0.45 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 38.88 kg
C.I-1					= 2417.08 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.17 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1861.20 kg
Acabado de piso		5.17 m ² x		100.00 kg/m ²	= 517.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.I-2					= 2507.80 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.17 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1861.20 kg
Acabado de piso		5.17 m ² x		100.00 kg/m ²	= 517.00 kg
Viga dintel	0.45 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 129.60 kg
C.I-3					= 2507.80 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		5.17 m ² x		200.00 kg/m ²	= 1034.00 kg
C.L					= 1034.00 kg
Sobre carga (Azotea)		5.17 m ² x		100.00 kg/m ²	= 517.00 kg
C.L					= 517.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 3610 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 2417 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2508 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2508 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 1034 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 517 \text{ kg} = 56331.13 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 9.06 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y9

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.97 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 2425.46 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.97 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 170.21 kg
C.D					= 3425.11 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.10 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 756.00 kg
Acabado de piso		2.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 210.00 kg
Viga Solera	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-1					= 1009.20 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.10 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 756.00 kg
Acabado de piso		2.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 210.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 144.00 kg
C.I-2					= 1110.00 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	2.10 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 756.00 kg
Acabado de piso		2.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 210.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 144.00 kg
C.I-3					= 1110.00 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		2.10 m ² x		200.00 kg/m ²	= 420.00 kg
C.L					= 420.00 kg
Sobre carga (Azotea)		2.10 m ² x		100.00 kg/m ²	= 210.00 kg
C.L					= 210.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 3425 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 1009 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1110 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 1110 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 420 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 210 \text{ kg} = 39027.70 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 6.64 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO 11

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	1.97 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 2425.46 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	1.97 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 170.21 kg
C.D					= 3425.11 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.93 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 694.80 kg
Acabado de piso		1.93 m ² x		100.00 kg/m ²	= 193.00 kg
Viga Solera	0.50 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 43.20 kg
C.I-1					= 931.00 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.93 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 694.80 kg
Acabado de piso		1.93 m ² x		100.00 kg/m ²	= 193.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 144.00 kg
C.I-2					= 1031.80 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	1.93 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 694.80 kg
Acabado de piso		1.93 m ² x		100.00 kg/m ²	= 193.00 kg
Viga dintel	0.50 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 144.00 kg
C.I-3					= 1031.80 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		1.93 m ² x		200.00 kg/m ²	= 386.00 kg
C.L					= 386.00 kg
Sobre carga (Azotea)		1.93 m ² x		100.00 kg/m ²	= 193.00 kg
C.L					= 193.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8pisos \times CD + 4pisos \times CI-1 + 2pisos \times CI-2 + 2pisos \times CI-3 + 7pisos \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8pisos \times 3425 \text{ kg} + 4pisos \times 931 \text{ kg} + 2pisos \times 1032 \text{ kg} + 2pisos \times 1032 \text{ kg} + 7pisos \times 386 \text{ kg} + 1pisos \times 193 \text{ kg} = 38147.10 \text{ kg}$$

$$\sigma_{muro} = 6.49 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{max} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

MURO Y13

Carga Directa 1°-8°

Muro de ladrillo	0.24 m x	3.25 m x	2.85 m x	1800.00 kg/m ³	= 4001.40 kg
Columna de Conf. (2)	0.24 m x	0.24 m x	3.00 m x	2400.00 kg/m ³	= 829.44 kg
Viga solera	0.24 m x	3.25 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 280.80 kg
C.D					= 5111.64 kg

Carga Indirecta 1°,3°,5°v7°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.27 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1897.20 kg
Acabado de piso		5.27 m ² x		100.00 kg/m ²	= 527.00 kg
Viga Solera	0.55 m x	0.24 m x	0.15 m x	2400.00 kg/m ³	= 47.52 kg
C.I-1					= 2471.72 kg

Carga Indirecta 2°,6°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.27 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1897.20 kg
Acabado de piso		5.27 m ² x		100.00 kg/m ²	= 527.00 kg
Viga dintel	0.55 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 158.40 kg
C.I-2					= 2582.60 kg

Carga Indirecta 4°,8°

Losa maciza (15cm)	0.15 m x	5.27 m ² x		2400.00 kg/m ³	= 1897.20 kg
Acabado de piso		5.27 m ² x		100.00 kg/m ²	= 527.00 kg
Viga dintel	0.55 m x	0.24 m x	0.50 m x	2400.00 kg/m ³	= 158.40 kg
C.I-3					= 2582.60 kg

Carga Viva

Sobre carga (vivienda)		5.27 m ² x		200.00 kg/m ²	= 1054.00 kg
C.L					= 1054.00 kg
Sobre carga (Azotea)		5.27 m ² x		100.00 kg/m ²	= 527.00 kg
C.L					= 527.00 kg

Peso Total del Muro (Pm)

$$Pm = 8\text{pisos} \times CD + 4\text{pisos} \times CI-1 + 2\text{pisos} \times CI-2 + 2\text{pisos} \times CI-3 + 7\text{pisos} \times CL + CL(AZOTEA)$$

$$Pm = 8 \text{ pisos} \times 5112 \text{ kg} + 4 \text{ pisos} \times 2472 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2583 \text{ kg} + 2 \text{ pisos} \times 2583 \text{ kg} + 7 \text{ pisos} \times 1054 \text{ kg} + 1 \text{ pisos} \times 527 \text{ kg} = 69015.40 \text{ kg}$$

$$\sigma_{\text{muro}} = 7.71 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{\text{max}} = 19.65 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

ANEXO 3:

Tablas resumen del metrado de cargas para el cálculo del PG (100%CM+25%CV)

PISO 8 (AZOTEA)				PISO 7			
Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL	Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL
X1	3730 kg	167 kg	3772 kg	X1	7369 kg	501 kg	7495 kg
X2	6345 kg	363 kg	6436 kg	X2	12507 kg	1089 kg	12779 kg
X3	3353 kg	52 kg	3366 kg	X3	6491 kg	156 kg	6530 kg
X4	5456 kg	255 kg	5520 kg	X4	10667 kg	765 kg	10858 kg
X5	3791 kg	176 kg	3835 kg	X5	7459 kg	528 kg	7591 kg
X6	6299 kg	441 kg	6409 kg	X6	12352 kg	1323 kg	12682 kg
X7	4549 kg	345 kg	4635 kg	X7	9007 kg	1035 kg	9266 kg
X8	7157 kg	557 kg	7296 kg	X8	14224 kg	1671 kg	14641 kg
X9	6260 kg	346 kg	6346 kg	X9	12368 kg	1038 kg	12628 kg
X10(*)	11681 kg	323 kg	11762 kg	X10(*)	23060 kg	969 kg	23302 kg
X11	4489 kg	332 kg	4572 kg	X11	8887 kg	996 kg	9136 kg
X12	8855 kg	561 kg	8995 kg	X12	17468 kg	1683 kg	17888 kg
X13	13265 kg	1110 kg	13542 kg	X13	26227 kg	3330 kg	27060 kg
X14	3730 kg	167 kg	3772 kg	X14	7369 kg	501 kg	7495 kg
X15	6299 kg	353 kg	6387 kg	X15	12415 kg	1059 kg	12680 kg
X16	4259 kg	249 kg	4322 kg	X16	8303 kg	747 kg	8490 kg
X17	5847 kg	340 kg	5932 kg	X17	11449 kg	1020 kg	11704 kg
Y1	8398 kg	391 kg	8496 kg	Y1	16696 kg	1173 kg	16989 kg
Y2	8881 kg	380 kg	8976 kg	Y2	17661 kg	1140 kg	17946 kg
Y3	10565 kg	862 kg	10780 kg	Y3	21029 kg	2586 kg	21675 kg
Y4	10528 kg	738 kg	10712 kg	Y4	20955 kg	2214 kg	21508 kg
Y5	2435 kg	35 kg	2444 kg	Y5	4800 kg	105 kg	4826 kg
Y6	6249 kg	535 kg	6383 kg	Y6	12328 kg	1605 kg	12729 kg
Y7	2947 kg	83 kg	2968 kg	Y7	5703 kg	249 kg	5765 kg
Y8	6117 kg	517 kg	6247 kg	Y8	12144 kg	1551 kg	12532 kg
Y9	4535 kg	210 kg	4588 kg	Y9	8969 kg	630 kg	9127 kg
Y10(*)	5871 kg	287 kg	5942 kg	Y10(*)	11640 kg	861 kg	11856 kg
Y11	4457 kg	193 kg	4505 kg	Y11	8813 kg	579 kg	8958 kg
Y12(*)	5675 kg	210 kg	5727 kg	Y12(*)	11138 kg	630 kg	11295 kg
Y13	7694 kg	527 kg	7826 kg	Y13	15278 kg	1581 kg	15673 kg

PISO 6				PISO 5			
Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL	Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL
X1	11099 kg	835 kg	11308 kg	X1	14739 kg	1169 kg	15031 kg
X2	18852 kg	1815 kg	19306 kg	X2	25014 kg	2541 kg	25649 kg
X3	9844 kg	260 kg	9909 kg	X3	12981 kg	364 kg	13072 kg
X4	16123 kg	1275 kg	16442 kg	X4	21334 kg	1785 kg	21780 kg
X5	11250 kg	880 kg	11470 kg	X5	14919 kg	1232 kg	15227 kg
X6	18651 kg	2205 kg	19202 kg	X6	24703 kg	3087 kg	25475 kg
X7	13556 kg	1725 kg	13987 kg	X7	18014 kg	2415 kg	18617 kg
X8	21381 kg	2785 kg	22077 kg	X8	28447 kg	3899 kg	29422 kg
X9	18628 kg	1730 kg	19061 kg	X9	24737 kg	2422 kg	25342 kg
X10(*)	34741 kg	1615 kg	35144 kg	X10(*)	46119 kg	2261 kg	46684 kg
X11	13376 kg	1660 kg	13791 kg	X11	17775 kg	2324 kg	18356 kg
X12	26322 kg	2805 kg	27024 kg	X12	34935 kg	3927 kg	35917 kg
X13	39492 kg	5550 kg	40879 kg	X13	52454 kg	7770 kg	54397 kg
X14	11099 kg	835 kg	11308 kg	X14	14739 kg	1169 kg	15031 kg
X15	18714 kg	1765 kg	19155 kg	X15	24830 kg	2471 kg	25448 kg
X16	12562 kg	1245 kg	12874 kg	X16	16606 kg	1743 kg	17042 kg
X17	17296 kg	1700 kg	17721 kg	X17	22898 kg	2380 kg	23493 kg
Y1	24993 kg	1955 kg	25482 kg	Y1	33290 kg	2737 kg	33975 kg
Y2	26441 kg	1900 kg	26916 kg	Y2	35221 kg	2660 kg	35886 kg
Y3	31493 kg	4310 kg	32570 kg	Y3	41957 kg	6034 kg	43465 kg
Y4	31381 kg	3690 kg	32304 kg	Y4	41808 kg	5166 kg	43100 kg
Y5	7235 kg	175 kg	7279 kg	Y5	9600 kg	245 kg	9661 kg
Y6	18577 kg	2675 kg	19246 kg	Y6	24655 kg	3745 kg	25592 kg
Y7	8651 kg	415 kg	8754 kg	Y7	11406 kg	581 kg	11552 kg
Y8	18261 kg	2585 kg	18908 kg	Y8	24288 kg	3619 kg	25193 kg
Y9	13505 kg	1050 kg	13767 kg	Y9	17939 kg	1470 kg	18306 kg
Y10(*)	17511 kg	1435 kg	17870 kg	Y10(*)	23281 kg	2009 kg	23783 kg
Y11	13270 kg	965 kg	13511 kg	Y11	17626 kg	1351 kg	17964 kg
Y12(*)	16813 kg	1050 kg	17075 kg	Y12(*)	22276 kg	1470 kg	22643 kg
Y13	22972 kg	2635 kg	23631 kg	Y13	30555 kg	3689 kg	31477 kg

PISO 4				PISO 3			
Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL	Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL
X1	18469 kg	1503 kg	18844 kg	X1	22108 kg	1837 kg	22567 kg
X2	31359 kg	3267 kg	32176 kg	X2	37521 kg	3993 kg	38519 kg
X3	16335 kg	468 kg	16452 kg	X3	19472 kg	572 kg	19615 kg
X4	26790 kg	2295 kg	27364 kg	X4	32001 kg	2805 kg	32702 kg
X5	18710 kg	1584 kg	19106 kg	X5	22378 kg	1936 kg	22862 kg
X6	31002 kg	3969 kg	31995 kg	X6	37055 kg	4851 kg	38268 kg
X7	22563 kg	3105 kg	23339 kg	X7	27021 kg	3795 kg	27969 kg
X8	35604 kg	5013 kg	36858 kg	X8	42671 kg	6127 kg	44203 kg
X9	30997 kg	3114 kg	31775 kg	X9	37105 kg	3806 kg	38057 kg
X10(*)	57800 kg	2907 kg	58527 kg	X10(*)	69179 kg	3553 kg	70067 kg
X11	22264 kg	2988 kg	23011 kg	X11	26662 kg	3652 kg	27575 kg
X12	43790 kg	5049 kg	45052 kg	X12	52403 kg	6171 kg	53946 kg
X13	65719 kg	9990 kg	68216 kg	X13	78681 kg	12210 kg	81734 kg
X14	18469 kg	1503 kg	18844 kg	X14	22108 kg	1837 kg	22567 kg
X15	31129 kg	3177 kg	31923 kg	X15	37245 kg	3883 kg	38216 kg
X16	20866 kg	2241 kg	21426 kg	X16	24909 kg	2739 kg	25594 kg
X17	28745 kg	3060 kg	29510 kg	X17	34347 kg	3740 kg	35282 kg
Y1	41689 kg	3519 kg	42568 kg	Y1	49986 kg	4301 kg	51061 kg
Y2	44102 kg	3420 kg	44957 kg	Y2	52882 kg	4180 kg	53927 kg
Y3	52522 kg	7758 kg	54461 kg	Y3	62986 kg	9482 kg	65356 kg
Y4	52336 kg	6642 kg	53997 kg	Y4	62763 kg	8118 kg	64792 kg
Y5	12035 kg	315 kg	12114 kg	Y5	14399 kg	385 kg	14496 kg
Y6	30905 kg	4815 kg	32109 kg	Y6	36983 kg	5885 kg	38454 kg
Y7	14354 kg	747 kg	14541 kg	Y7	17110 kg	913 kg	17338 kg
Y8	30405 kg	4653 kg	31569 kg	Y8	36432 kg	5687 kg	37854 kg
Y9	22474 kg	1890 kg	22946 kg	Y9	26908 kg	2310 kg	27486 kg
Y10(*)	29151 kg	2583 kg	29797 kg	Y10(*)	34921 kg	3157 kg	35710 kg
Y11	22083 kg	1737 kg	22517 kg	Y11	26439 kg	2123 kg	26970 kg
Y12(*)	27951 kg	1890 kg	28423 kg	Y12(*)	33414 kg	2310 kg	33991 kg
Y13	38249 kg	4743 kg	39435 kg	Y13	45833 kg	5797 kg	47282 kg

PISO 2				PISO 1			
Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL	Muro	PD	PL	PG = PD + 25%PL
X1	25838 kg	2171 kg	26381 kg	X1	29477 kg	2505 kg	30103 kg
X2	43866 kg	4719 kg	45046 kg	X2	50028 kg	5445 kg	51389 kg
X3	22825 kg	676 kg	22994 kg	X3	25963 kg	780 kg	26158 kg
X4	37457 kg	3315 kg	38286 kg	X4	42668 kg	3825 kg	43624 kg
X5	26169 kg	2288 kg	26741 kg	X5	29837 kg	2640 kg	30497 kg
X6	43354 kg	5733 kg	44787 kg	X6	49407 kg	6615 kg	51061 kg
X7	31569 kg	4485 kg	32691 kg	X7	36027 kg	5175 kg	37321 kg
X8	49828 kg	7241 kg	51638 kg	X8	56894 kg	8355 kg	58983 kg
X9	43365 kg	4498 kg	44489 kg	X9	49474 kg	5190 kg	50771 kg
X10(*)	80860 kg	4199 kg	81910 kg	X10(*)	92238 kg	4845 kg	93450 kg
X11	31151 kg	4316 kg	32230 kg	X11	35549 kg	4980 kg	36794 kg
X12	61258 kg	7293 kg	63081 kg	X12	69870 kg	8415 kg	71974 kg
X13	91946 kg	14430 kg	95554 kg	X13	104908 kg	16650 kg	109071 kg
X14	25838 kg	2171 kg	26381 kg	X14	29477 kg	2505 kg	30103 kg
X15	43544 kg	4589 kg	44691 kg	X15	49660 kg	5295 kg	50983 kg
X16	29169 kg	3237 kg	29978 kg	X16	33212 kg	3735 kg	34146 kg
X17	40194 kg	4420 kg	41299 kg	X17	45796 kg	5100 kg	47071 kg
Y1	58283 kg	5083 kg	59554 kg	Y1	66581 kg	5865 kg	68047 kg
Y2	61662 kg	4940 kg	62897 kg	Y2	70442 kg	5700 kg	71867 kg
Y3	73450 kg	11206 kg	76251 kg	Y3	83914 kg	12930 kg	87146 kg
Y4	73190 kg	9594 kg	75588 kg	Y4	83617 kg	11070 kg	86384 kg
Y5	16835 kg	455 kg	16948 kg	Y5	19199 kg	525 kg	19331 kg
Y6	43232 kg	6955 kg	44971 kg	Y6	49311 kg	8025 kg	51317 kg
Y7	20057 kg	1079 kg	20327 kg	Y7	22813 kg	1245 kg	23124 kg
Y8	42549 kg	6721 kg	44230 kg	Y8	48576 kg	7755 kg	50515 kg
Y9	31443 kg	2730 kg	32126 kg	Y9	35878 kg	3150 kg	36665 kg
Y10(*)	40792 kg	3731 kg	41725 kg	Y10(*)	46562 kg	4305 kg	47638 kg
Y11	30896 kg	2509 kg	31523 kg	Y11	35252 kg	2895 kg	35976 kg
Y12(*)	39089 kg	2730 kg	39771 kg	Y12(*)	44552 kg	3150 kg	45339 kg
Y13	53527 kg	6851 kg	55240 kg	Y13	61110 kg	7905 kg	63087 kg

ANEXO 4:

Análisis de sensibilidad entre un modelo de elementos finitos y modelo de la columna ancha

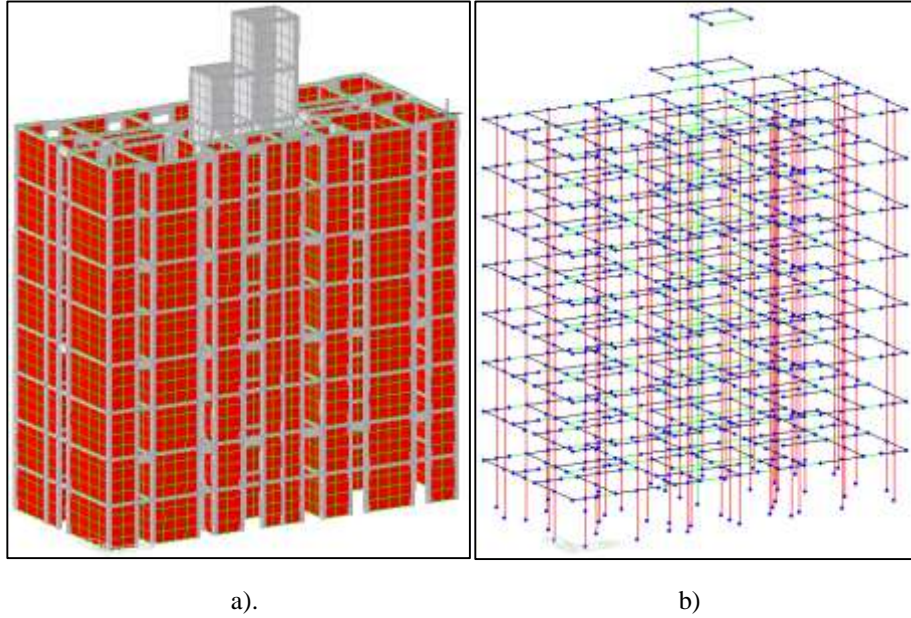


Figura 74. a) Modelo elementos finitos, b) modelo columna ancha

Fuente: Propia

Comparación de desplazamientos en máximos en la azotea:

Dirección "X" "

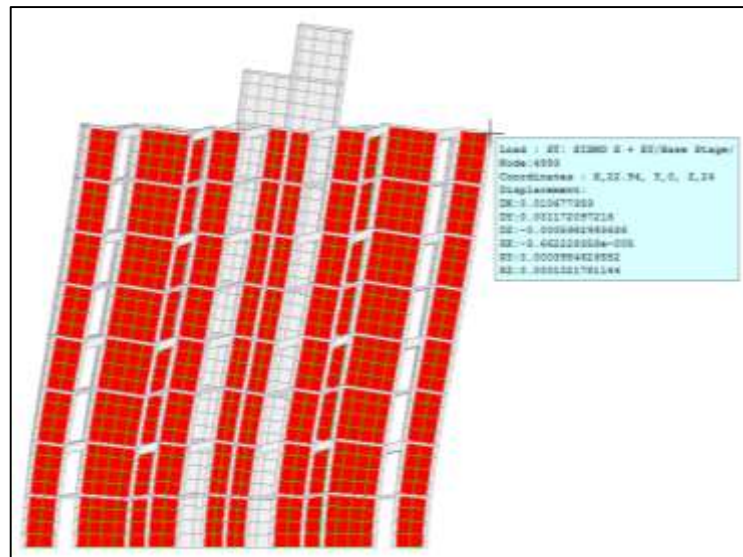


Figura 75. Deformada en dirección X modelo de elementos finitos

Fuente: Propia

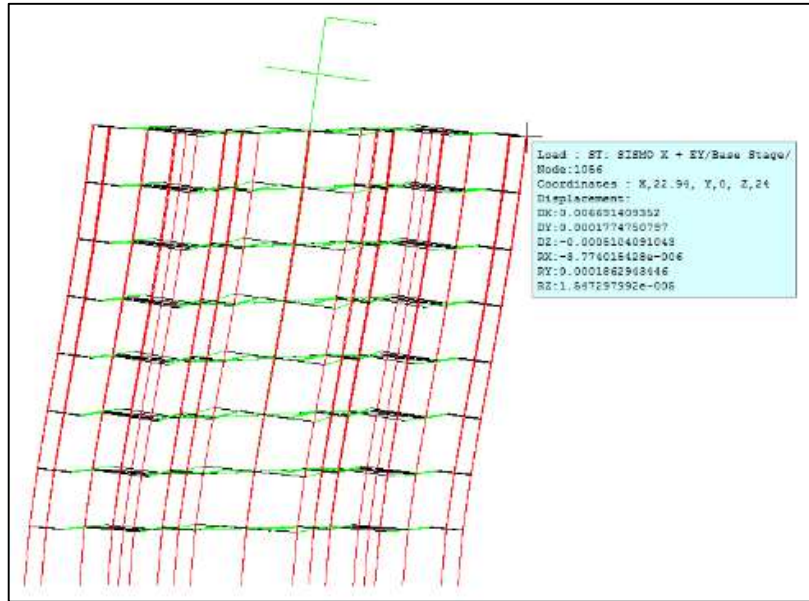


Figura 76. Deformada en dirección X modelo de elementos columna ancha

Fuente: Propia

La deformación máxima en la dirección “X” con el modelo de elementos finitos fue de 1,04 cm, y con el modelo de la columna ancha de 0.7 cm

Dirección “Y”

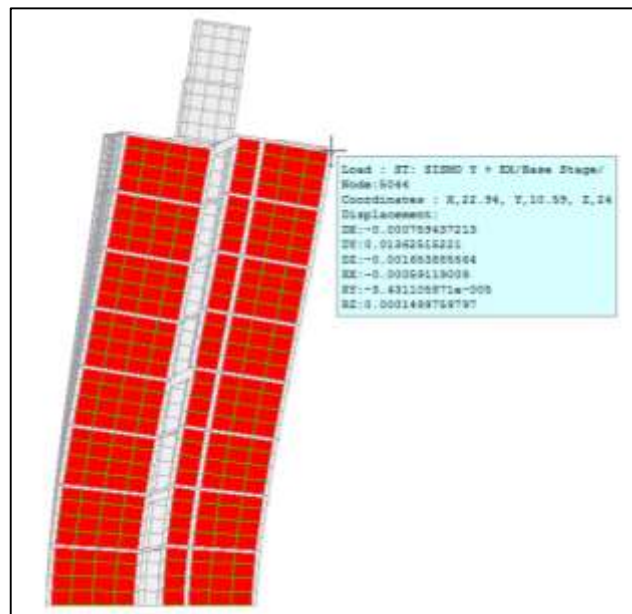


Figura 77. Deformada en dirección “Y” modelo de elementos finitos

Fuente: Propia

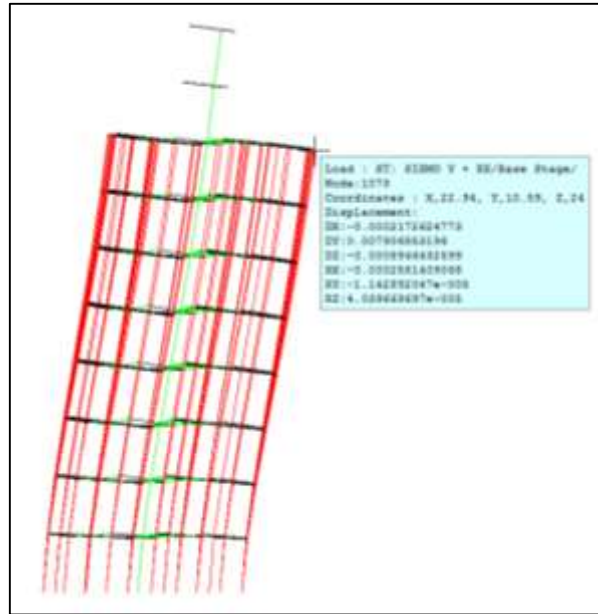


Figura 78. Deformada en dirección “Y” modelo de elementos columna ancha

Fuente: Propia

La deformación máxima en la dirección “Y” con el modelo de elementos finitos fue de 1,3 cm, y con el modelo de la columna ancha de 0.8 cm

Ambos resultados en las diferentes direcciones, fueron similares, pero no iguales, siendo el modelo de la columna ancha algo más rígida que la de elementos finitos.

Comparación de fuerzas internas, momentos y cortantes del muro Y2:

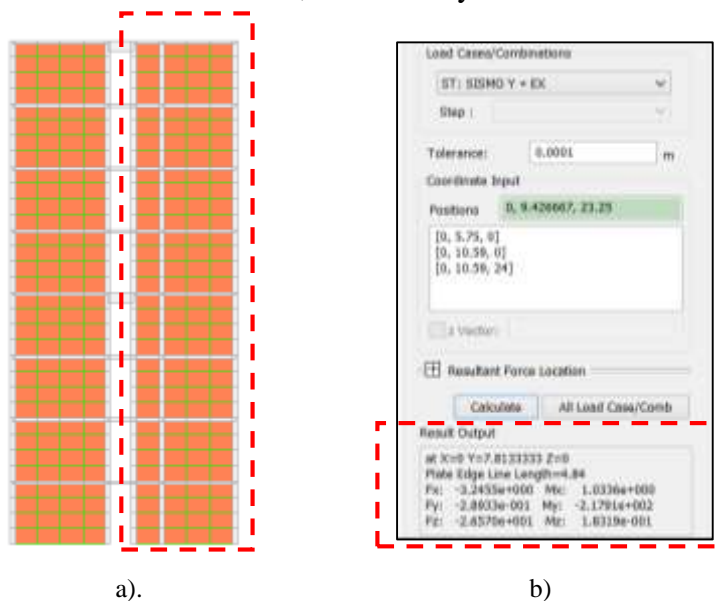


Figura 79. a) Muro Y2 elementos finitos, b) Resumen de sumatoria de fuerzas internas en la base

Fuente: Propia

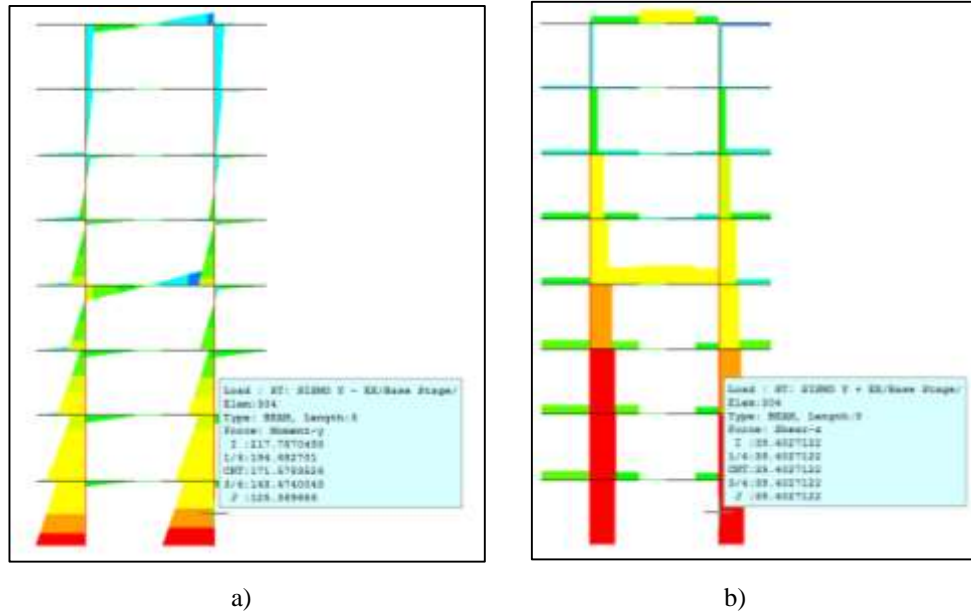


Figura 80. Muro Y2 columna ancha a) diagrama de momentos b) diagrama de cortantes





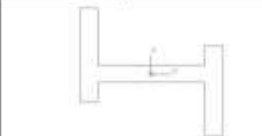



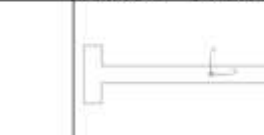
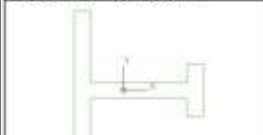
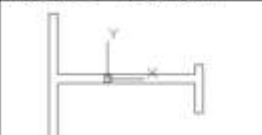
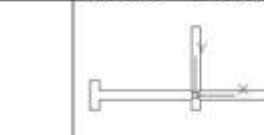
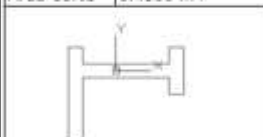
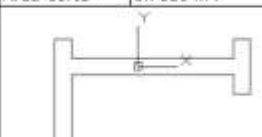
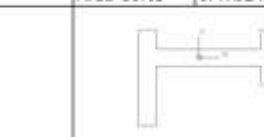
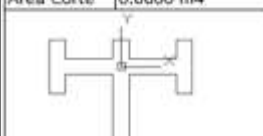
Fuente: Propia

El cortante en el modelo de elementos finitos fue de 32 ton y con el modelo de la columna ancha fue de 39 ton, además, el momento flector en la base con el modelo de elementos finitos fue de 217 ton-m, y con el modelo de la columna ancha fue de 218 ton-m.





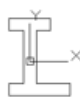

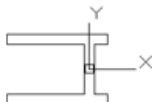
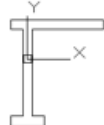
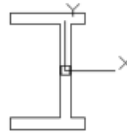
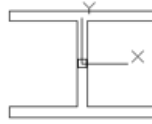
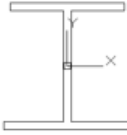
Ambos resultados de fuerzas internas (cortantes y momentos), fueron muy similares, el método de la columna ancha dio resultados mas conservadores que con el de elementos finitos.

ANEXO 5:

Propiedades de las secciones transformadas de los muros en dirección "X"

X1		X2		X3	
Inercia Iy	0.5542 m4	Inercia Iy	1.8077 m4	Inercia Iy	0.7668 m4
Area	1.0944 m2	Area	1.3812 m2	Area	1.2816 m2
Area Corte	0.4800 m2	Area Corte	0.7680 m2	Area Corte	0.4752 m2
					
X4		X5		X6	
Inercia Iy	0.8424 m4	Inercia Iy	0.7954 m4	Inercia Iy	0.8424 m4
Area	1.2984 m2	Area	1.3248 m4	Area	1.2984 m4
Area Corte	0.6600 m4	Area Corte	0.4752 m2	Area Corte	0.6600 m4
					
X7		X8		X9	
Inercia Iy	0.5542 m4	Inercia Iy	1.8077 m4	Inercia Iy	1.5046 m4
Area	1.0944 m2	Area	1.3812 m2	Area	1.1700 m4
Area Corte	0.4800 m2	Area Corte	0.7680 m2	Area Corte	0.7680 m4
					
X11		X12		X13	
Inercia Iy	0.6464 m4	Inercia Iy	5.5869 m4	Inercia Iy	5.5777 m4
Area	1.4184 m4	Area	2.1144 m4	Area	2.1048 m4
Area Corte	0.4800 m4	Area Corte	1.0440 m4	Area Corte	1.3560 m4
					
X14		X15		X16	
Inercia Iy	0.5542 m4	Inercia Iy	1.7935 m4	Inercia Iy	0.5403 m4
Area	1.0944 m4	Area	1.3788 m4	Area	1.0896 m4
Area Corte	0.4800 m4	Area Corte	0.7680 m4	Area Corte	0.4752 m4
					
X17					
Inercia Iy	0.8429 m4				
Area	1.4088 m4				
Area Corte	0.6600 m4				
					

Propiedades de las secciones transformadas de los muros en dirección “Y”

Y1		Y2		Y3	
Inercia Ix	7.0121 m ⁴	Inercia Ix	6.7120 m ⁴	Inercia Ix	7.0121 m ⁴
Area	2.0988 m ²	Area	2.3124 m ²	Area	2.0988 m ²
Area Corte	1.1400 m ²	Area Corte	1.2192 m ²	Area Corte	1.1400 m ²
					
Y4		Y5		Y6	
Inercia Ix	6.7120 m ⁴	Inercia Ix	0.2319 m ⁴	Inercia Ix	0.8829 m ⁴
Area	2.3124 m ²	Area	0.8088 m ²	Area	1.0584 m ²
Area Corte	1.2192 m ²	Area Corte	0.3600 m ²	Area Corte	0.6096 m ²
					
Y7		Y8		Y9	
Inercia Ix	0.5224 m ⁴	Inercia Ix	1.0601 m ⁴	Inercia Ix	1.0597 m ⁴
Area	1.3416 m ²	Area	1.2348 m ²	Area	1.2156 m ²
Area Corte	0.3816 m ²	Area Corte	0.6216 m ²	Area Corte	0.5880 m ²
					
Y11		Y13			
Inercia Ix	2.0906 m ⁴	Inercia Ix	5.7754 m ⁴		
Area	2.0604 m ²	Area	2.4564 m ²		
Area Corte	0.5880 m ²	Area Corte	0.8952 m ²		
					

ANEXO 6:
Muros en dirección “X” – Segundo Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm	Cumple	Vm/Ve1	Vu	Mu
X1	2	2.00 m	0.24	26380.5 kg	7.3	17.3	0.84	29.25	16.09	Cumple	3.00	21.90	51.90
X2	2	3.20 m	0.24	45045.7 kg	19.6	50	1.25	65.49	36.02	Cumple	3.00	58.80	150.00
X3	2	2.00 m	0.24	22994.3 kg	11.5	23.5	0.98	32.17	17.70	Cumple	2.80	32.17	65.75
X4	1	2.75 m	0.24	38285.9 kg	11.5	20.9	1.51	65.96	36.28	Cumple	3.00	34.50	62.70
X5	2	2.00 m	0.24	26740.9 kg	9.4	26	0.72	26.01	14.31	Cumple	2.77	26.01	71.95
X6	1	2.75 m	0.24	44787.3 kg	11.4	20.8	1.51	67.23	36.98	Cumple	3.00	34.20	62.40
X7	2	2.00 m	0.24	32690.6 kg	6.7	16.8	0.80	29.43	16.19	Cumple	3.00	20.10	50.40
X8	2	3.20 m	0.24	51638.3 kg	12.4	53.9	0.74	44.23	24.33	Cumple	3.00	37.20	161.70
X9	2	3.20 m	0.24	44489.4 kg	9.4	43.8	0.69	40.42	22.23	Cumple	3.00	28.20	131.40
X10	1	5.65 m	0.24	81909.6 kg	131.5	1044.7	1.00	104.15	57.28	-	2.00	263.00	2089.40
X11	2	2.00 m	0.24	32229.8 kg	8	19.3	0.83	30.19	16.60	Cumple	3.00	24.00	57.90
X12	2	4.35 m	0.24	63080.8 kg	36.6	128.5	1.24	88.53	48.69	Cumple	2.42	88.53	310.83
X13	2	5.65 m	0.24	95553.6 kg	32.2	133.8	1.36	127.49	70.12	Cumple	3.00	96.60	401.40
X14	2	2.00 m	0.24	26380.5 kg	7	16.4	0.85	29.52	16.23	Cumple	3.00	21.00	49.20
X15	2	3.20 m	0.24	44691.2 kg	16.2	48.3	1.07	57.45	31.60	Cumple	3.00	48.60	144.90
X16	2	2.00 m	0.24	29977.9 kg	9.4	15.9	1.18	39.37	21.66	Cumple	3.00	28.20	47.70
X17	1	2.75 m	0.24	41299.1 kg	12	20.2	1.63	71.20	39.16	Cumple	3.00	36.00	60.60

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1587ton > 1011ton

Muros en dirección “Y” – Segundo Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm	Cumple	Vm/Ve1	Vu	Mu
Y1	2	4.75 m	0.24	59554 kg	33.00	208.30	0.75	62.79	34.54	Cumple	2.00	66.00	416.60
Y2	2	5.08 m	0.24	62897 kg	31.60	204.80	0.78	69.16	38.04	Cumple	2.19	69.16	448.20
Y3	2	4.75 m	0.24	76251 kg	36.60	208.80	0.83	71.86	39.52	Cumple	2.00	73.20	417.60
Y4	2	5.08 m	0.24	75588 kg	36.90	203.80	0.92	81.56	44.86	Cumple	2.21	81.56	450.46
Y5	2	1.50 m	0.24	16948 kg	2.90	7.80	0.56	15.39	8.46	Cumple	1.00	8.70	23.40
Y6	2	2.54 m	0.24	44971 kg	14.60	33.00	1.00	45.23	24.88	Cumple	3.00	43.80	99.00
Y7	2	1.60 m	0.24	20327 kg	11.60	21.90	0.85	23.30	12.81	Cumple	2.01	23.30	43.99
Y8	2	2.60 m	0.24	44230 kg	10.80	37.40	0.75	36.98	20.34	Cumple	3.00	32.40	112.20
Y9	2	2.45 m	0.24	32126 kg	13.60	62.00	0.54	25.47	14.01	Cumple	2.00	27.20	124.00
Y10	2	2.55 m	0.24	41725 kg	15.20	72.00	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	45.60	216.00
Y11	1	2.45 m	0.24	31523 kg	17.40	45.00	0.95	39.13	21.52	Cumple	2.25	39.13	101.19
Y12	1	2.55 m	0.24	39771 kg	15.20	72.00	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	45.60	216.00
Y13	1	3.73 m	0.24	55240 kg	33.50	99.40	1.00	63.94	35.16	Cumple	2.00	67.00	198.80

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1108ton > 1011ton

Muros en dirección “X” – Tercer Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
X1	2	2.00 m	0.24	22567.0 kg	6.9	20.5	0.67	23.68	13.03	Cumple	3.00	20.70	61.50
X2	2	3.20 m	0.24	38519.0 kg	19.8	59.5	1.06	55.66	30.61	Cumple	2.81	55.66	167.27
X3	2	2.00 m	0.24	19615.1 kg	11.7	32.2	0.73	24.47	13.46	Cumple	2.09	24.47	67.35
X4	1	2.75 m	0.24	32701.9 kg	11.5	37.3	0.85	39.55	21.75	Cumple	3.00	34.50	111.90
X5	2	2.00 m	0.24	22861.8 kg	9.2	25.2	0.73	25.32	13.92	Cumple	2.75	25.32	69.34
X6	1	2.75 m	0.24	38268.0 kg	11.5	37.1	0.85	41.00	22.55	Cumple	3.00	34.50	111.30
X7	2	2.00 m	0.24	27969.3 kg	6.3	19.3	0.65	24.37	13.40	Cumple	3.00	18.90	57.90
X8	2	3.20 m	0.24	44202.6 kg	10.4	40.1	0.83	46.64	25.65	Cumple	3.00	31.20	120.30
X9	2	3.20 m	0.24	38056.7 kg	7.3	31.7	0.74	41.14	22.63	Cumple	3.00	21.90	95.10
X10	1	5.65 m	0.24	70967.1 kg	108.5	650.3	1.00	104.15	57.28	-	2.00	217.00	1380.60
X11	2	2.00 m	0.24	27574.8 kg	7.6	23.2	0.66	24.34	13.39	Cumple	3.00	22.80	69.60
X12	2	4.35 m	0.24	53945.5 kg	98.7	121.8	1.38	94.98	52.24	Cumple	2.45	94.98	298.94
X13	2	5.65 m	0.24	81733.8 kg	31.2	126.2	1.40	127.19	69.96	Cumple	3.00	93.60	378.60
X14	2	2.00 m	0.24	22567.0 kg	6.8	20.3	0.67	23.59	12.98	Cumple	3.00	20.40	60.90
X15	2	3.20 m	0.24	38215.5 kg	15.6	52.7	0.95	50.42	27.73	Cumple	3.00	46.80	158.10
X16	2	2.00 m	0.24	25594.0 kg	9.8	27.3	0.72	25.61	14.08	Cumple	2.61	25.61	71.34
X17	1	2.75 m	0.24	35281.7 kg	12.2	39.2	0.86	40.44	22.24	Cumple	3.00	36.60	117.60

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1400ton > 950ton

Muros en dirección “Y” – Tercer Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
Y1	2	4.75 m	0.24	51061 kg	31.7	147.1	1.00	76.98	42.34	Cumple	2.43	76.98	357.23
Y2	2	5.08 m	0.24	53927 kg	29.9	138.5	1.00	82.18	45.20	Cumple	2.75	82.18	380.64
Y3	2	4.75 m	0.24	65356 kg	35.8	154.5	1.00	80.27	44.15	Cumple	2.24	80.27	346.42
Y4	2	5.08 m	0.24	64792 kg	36.4	146.5	1.00	84.67	46.57	Cumple	2.33	84.67	340.79
Y5	2	1.50 m	0.24	14496 kg	2.5	9.1	0.41	11.82	6.50	Cumple	3.00	7.50	27.30
Y6	2	2.54 m	0.24	38454 kg	14.6	42.1	0.88	39.57	21.77	Cumple	2.71	39.57	114.11
Y7	2	1.60 m	0.24	17338 kg	12.1	31	0.62	17.71	9.74	No cumple	2.00	24.20	62.00
Y8	2	2.60 m	0.24	37854 kg	9.5	35	0.71	33.91	18.65	Cumple	3.00	28.50	105.00
Y9	2	2.45 m	0.24	27486 kg	11.8	34.2	0.85	34.77	19.12	Cumple	2.95	34.77	100.76
Y10	2	2.55 m	0.24	35710 kg	11.9	53.3	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	35.70	159.90
Y11	1	2.45 m	0.24	26970 kg	16.3	36.1	1.00	39.85	21.92	Cumple	2.44	39.85	88.26
Y12	1	2.55 m	0.24	33991 kg	11.9	53.3	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	35.70	159.90
Y13	1	3.73 m	0.24	47282 kg	32.5	67.7	1.00	62.11	34.16	Cumple	2.00	65.00	135.40

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente, excepto el muro Y7, que se diseñara como un muro del primer piso

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1167ton > 950ton

Muros en dirección “X” – Cuarto Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/ve1	Vu	Mu
X1	2	2.00 m	0.24	18844.3 kg	6.3	12.50	1.01	32.02	17.61	Cumple	3.00	18.90	37.50
X2	2	3.20 m	0.24	32175.8 kg	19.1	36.80	1.66	80.40	44.22	Cumple	3.00	57.30	110.40
X3	2	2.00 m	0.24	16451.6 kg	11.8	24.70	0.96	30.03	16.52	Cumple	2.54	30.03	62.86
X4	1	2.75 m	0.24	27964.0 kg	12.2	31.30	1.07	46.78	25.73	Cumple	3.00	36.60	93.90
X5	2	2.00 m	0.24	19105.6 kg	8.8	14.90	1.18	36.84	20.26	Cumple	3.00	26.40	44.70
X6	1	2.75 m	0.24	31994.6 kg	12.1	31.10	1.07	47.77	26.27	Cumple	3.00	36.30	93.30
X7	2	2.00 m	0.24	23338.8 kg	5.7	11.20	1.02	33.33	18.33	Cumple	3.00	17.10	33.60
X8	2	3.20 m	0.24	36857.7 kg	8	16.80	1.52	75.45	41.50	Cumple	3.00	24.00	50.40
X9	2	3.20 m	0.24	31775.1 kg	5.8	9.50	1.95	93.17	51.25	Cumple	3.00	17.40	28.50
X10	1	5.65 m	0.24	58527.0 kg	80.9	325.20	1.00	104.15	57.28	--	2.00	161.80	650.40
X11	2	2.00 m	0.24	23010.5 kg	7.2	14.40	1.00	32.76	18.02	Cumple	3.00	21.60	43.20
X12	2	4.35 m	0.24	45052.2 kg	37.4	64.00	2.54	162.24	89.23	Cumple	3.00	112.20	192.00
X13	2	5.65 m	0.24	68216.5 kg	29.5	51.80	3.22	265.38	145.96	Cumple	3.00	88.50	155.40
X14	2	2.00 m	0.24	18844.3 kg	6.4	13.10	0.98	31.17	17.15	Cumple	3.00	19.20	39.30
X15	2	3.20 m	0.24	31923.3 kg	14.3	25.80	1.77	85.30	46.91	Cumple	3.00	42.90	77.40
X16	2	2.00 m	0.24	21425.8 kg	10.2	23.00	0.89	29.29	16.11	Cumple	2.87	29.29	66.05
X17	1	2.75 m	0.24	29510.2 kg	13.2	34.10	1.06	46.99	25.85	Cumple	3.00	39.60	102.30

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 2220ton > 860ton

Muros en dirección “Y” – Cuarto Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/ve1	Vu	Mu
Y1	2	4.75 m	0.24	42568.3 kg	29.1	88	1.00	75.03	41.27	Cumple	2.58	75.03	226.90
Y2	2	5.08 m	0.24	44957.1 kg	28.2	76.1	1.00	80.11	44.06	Cumple	2.84	80.11	216.19
Y3	2	4.75 m	0.24	54461.1 kg	32.8	96.5	1.00	77.77	42.77	Cumple	2.37	77.77	228.79
Y4	2	5.08 m	0.24	53996.6 kg	34.6	87.4	1.00	82.19	45.21	Cumple	2.38	82.19	207.62
Y5	2	1.50 m	0.24	12113.6 kg	1.9	3.4	0.84	20.06	11.03	Cumple	3.00	5.70	10.20
Y6	2	2.54 m	0.24	32108.5 kg	14.1	25.3	1.00	42.27	23.25	Cumple	3.00	42.27	75.85
Y7	2	1.60 m	0.24	14540.6 kg	11.9	21.4	0.89	22.90	12.59	Cumple	2.00	23.80	42.80
Y8	2	2.60 m	0.24	31568.7 kg	8	13.7	1.00	42.97	23.63	Cumple	3.00	24.00	41.10
Y9	2	2.45 m	0.24	22946.5 kg	10.1	21.8	1.00	38.93	21.41	Cumple	3.00	30.30	65.40
Y10	2	2.55 m	0.24	29797.2 kg	9.5	19.2	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	28.50	57.60
Y11	1	2.45 m	0.24	22517.2 kg	14	32.9	1.00	38.83	21.36	Cumple	2.77	38.83	91.25
Y12	1	2.55 m	0.24	28423.1 kg	9.5	19.2	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	28.50	57.60
Y13	1	3.73 m	0.24	39435.2 kg	28.4	90.6	1.00	60.30	33.17	Cumple	2.12	60.30	192.37

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente, excepto el muro Y7, que se diseñara como un muro del primer piso

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1205ton > 860ton

Muros en dirección “X” – Quinto Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
X1	2	2.00 m	0.24	15030.8 kg	5.60 kg	12	0.93	29.10	16.00	Cumple	3.00	16.80	36.00
X2	2	3.20 m	0.24	25649.1 kg	17.40 kg	37.9	1.47	70.47	38.76	Cumple	3.00	52.20	113.70
X3	2	2.00 m	0.24	13072.4 kg	11.10 kg	24.3	0.91	28.10	15.46	Cumple	2.53	28.10	61.52
X4	1	2.75 m	0.24	21780.0 kg	11.70 kg	30.1	1.07	45.38	24.96	Cumple	3.00	35.10	90.30
X5	2	2.00 m	0.24	15226.5 kg	7.90 kg	14.8	1.07	32.83	18.06	Cumple	3.00	23.70	44.40
X6	1	2.75 m	0.24	25475.2 kg	11.70 kg	30	1.07	46.37	25.50	Cumple	3.00	35.10	90.00
X7	2	2.00 m	0.24	18617.5 kg	5.00 kg	10.9	0.92	29.48	16.22	Cumple	3.00	15.00	32.70
X8	2	3.20 m	0.24	29422.0 kg	6.10 kg	9.8	1.99	94.31	51.87	Cumple	3.00	18.30	29.40
X9	2	3.20 m	0.24	25342.3 kg	4.50 kg	8.4	1.71	81.17	44.65	Cumple	3.00	13.50	25.20
X10	1	5.65 m	0.24	46684.5 kg	54.60 kg	82.5	1.00	104.15	57.28	-	2.00	109.20	165.60
X11	2	2.00 m	0.24	18355.5 kg	6.40 kg	14.3	0.90	28.81	15.85	Cumple	3.00	19.20	42.90
X12	2	4.35 m	0.24	35916.9 kg	33.50 kg	69.9	2.08	132.82	73.05	Cumple	3.00	100.50	209.70
X13	2	5.65 m	0.24	54396.7 kg	26.50 kg	60.4	2.48	204.87	112.68	Cumple	3.00	79.50	181.20
X14	2	2.00 m	0.24	15030.8 kg	5.80 kg	12.8	0.91	28.35	15.59	Cumple	3.00	17.40	38.40
X15	2	3.20 m	0.24	25447.6 kg	12.50 kg	28.4	1.41	67.76	37.27	Cumple	3.00	37.50	85.20
X16	2	2.00 m	0.24	17041.9 kg	9.70 kg	22.7	0.85	27.40	15.07	Cumple	2.82	27.40	64.11
X17	1	2.75 m	0.24	23492.8 kg	12.80 kg	33.4	1.05	45.21	24.86	Cumple	3.00	38.40	100.20

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1952ton > 737ton

Muros en dirección “Y” – Quinto Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
Y1	2	4.75 m	0.24	33974.6 kg	24.40	82.60	1.00	73.05	40.18	Cumple	2.99	73.05	247.30
Y2	2	5.08 m	0.24	35886.2 kg	23.80	81.80	1.00	78.03	42.91	Cumple	3.00	71.40	245.40
Y3	2	4.75 m	0.24	43465.3 kg	27.60	88.10	1.00	75.24	41.38	Cumple	2.73	75.24	240.16
Y4	2	5.08 m	0.24	43099.9 kg	30.00	90.30	1.00	79.68	43.83	Cumple	2.66	79.68	239.85
Y5	2	1.50 m	0.24	9660.9 kg	1.70	4.60	0.55	13.64	7.50	Cumple	3.00	5.10	13.80
Y6	2	2.54 m	0.24	25591.5 kg	13.10	31.10	1.00	40.77	22.42	Cumple	3.00	39.30	93.30
Y7	2	1.60 m	0.24	11551.7 kg	11.20	25.10	0.71	18.35	10.09	No cumple	2.00	22.40	50.20
Y8	2	2.60 m	0.24	25192.8 kg	7.00	17.90	1.00	41.50	22.83	Cumple	3.00	21.00	53.70
Y9	2	2.45 m	0.24	18306.3 kg	8.60	16.70	1.00	37.86	20.82	Cumple	3.00	25.80	50.10
Y10	2	2.55 m	0.24	23783.1 kg	8.20	20.80	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	24.60	62.40
Y11	1	2.45 m	0.24	17963.8 kg	12.00	29.30	1.00	37.78	20.78	Cumple	3.00	36.00	87.90
Y12	1	2.55 m	0.24	22643.3 kg	8.20	20.80	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	24.60	62.40
Y13	1	3.73 m	0.24	31477.5 kg	23.80	66.80	1.00	58.47	32.16	Cumple	2.46	58.47	164.11

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente, excepto el muro Y7, que se diseñara como un muro del primer piso

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1154ton > 737ton

Muros en dirección “X” – Sexto Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
X1	2	2.00 m	0.24	11308.0 kg	4.30	12.70	0.68	21.20	11.66	Cumple	3.00	12.90	38.10
X2	2	3.20 m	0.24	19305.9 kg	14.80	41.20	1.15	54.96	30.23	Cumple	3.00	44.40	123.60
X3	2	2.00 m	0.24	9908.9 kg	9.90	26.40	0.75	22.88	12.58	Cumple	2.31	22.88	61.02
X4	1	2.75 m	0.24	16442.1 kg	10.60	34.10	0.85	36.07	19.84	Cumple	3.00	31.80	102.30
X5	2	2.00 m	0.24	11470.4 kg	6.90	18.20	0.76	23.47	12.91	Cumple	3.00	20.70	54.60
X6	1	2.75 m	0.24	19201.8 kg	10.50	33.90	0.85	36.59	20.12	Cumple	3.00	31.50	101.70
X7	2	2.00 m	0.24	13986.9 kg	3.70	11.30	0.65	21.21	11.66	Cumple	3.00	11.10	33.90
X8	2	3.20 m	0.24	22077.0 kg	4.20	16.90	0.80	40.03	22.02	Cumple	3.00	12.60	50.70
X9	2	3.20 m	0.24	19060.7 kg	3.40	17.20	0.63	32.19	17.70	Cumple	3.00	10.20	51.60
X10	1	5.65 m	0.24	35144.4 kg	29.50	169.60	1.00	104.15	57.28	-	3.00	88.50	508.80
X11	2	2.00 m	0.24	13791.3 kg	5.20	15.40	0.68	21.72	11.95	Cumple	3.00	15.60	46.20
X12	2	4.35 m	0.24	27023.6 kg	28.10	65.00	1.88	118.57	65.21	Cumple	3.00	84.30	195.00
X13	2	5.65 m	0.24	40879.4 kg	23.00	83.80	1.55	129.74	71.36	Cumple	3.00	69.00	251.40
X14	2	2.00 m	0.24	11308.0 kg	4.70	13.60	0.69	21.59	11.87	Cumple	3.00	14.10	40.80
X15	2	3.20 m	0.24	19155.4 kg	10.10	31.00	1.04	50.23	27.63	Cumple	3.00	30.30	93.00
X16	2	2.00 m	0.24	12873.7 kg	8.70	23.60	0.74	23.21	12.77	Cumple	2.67	23.21	62.97
X17	1	2.75 m	0.24	17721.3 kg	11.70	37.00	0.87	36.92	20.31	Cumple	3.00	35.10	111.00

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1376ton > 587ton

Muros en dirección “Y” – Sexto Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
Y1	2	4.75 m	0.24	25481.7 kg	18.10	35.20	1.00	71.10	39.11	Cumple	3.00	54.30	105.60
Y2	2	5.08 m	0.24	26916.1 kg	17.30	38.30	1.00	75.96	41.78	Cumple	3.00	51.90	90.90
Y3	2	4.75 m	0.24	32570.3 kg	20.90	40.90	1.00	72.73	40.00	Cumple	3.00	62.70	122.70
Y4	2	5.08 m	0.24	32304.0 kg	23.20	40.30	1.00	77.20	42.46	Cumple	3.00	69.60	120.90
Y5	2	1.50 m	0.24	7278.8 kg	1.40	4.20	0.50	11.98	6.59	Cumple	3.00	4.20	12.60
Y6	2	2.54 m	0.24	19245.9 kg	11.80	27.80	1.00	39.31	21.62	Cumple	3.00	35.40	83.40
Y7	2	1.60 m	0.24	8754.4 kg	10.10	21.60	0.75	18.45	10.15	Cumple	2.00	20.20	43.20
Y8	2	2.60 m	0.24	18907.7 kg	5.90	15.50	0.99	39.69	21.83	Cumple	3.00	17.70	46.50
Y9	2	2.45 m	0.24	13767.0 kg	7.40	13.70	1.00	36.82	20.25	Cumple	3.00	22.20	41.10
Y10	2	2.55 m	0.24	17869.8 kg	7.90	26.10	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	25.70	78.30
Y11	1	2.45 m	0.24	13511.2 kg	10.10	21.10	1.00	36.76	20.22	Cumple	3.00	30.30	63.30
Y12	1	2.55 m	0.24	17075.2 kg	7.90	26.10	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	23.70	78.30
Y13	1	3.73 m	0.24	23630.6 kg	19.30	29.70	1.00	56.67	31.17	Cumple	2.94	56.67	87.20

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente,

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1121ton > 587ton

Muros en dirección “X” – Séptimo Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
X1	2	2.00 m	0.24	7494.5 kg	3.2	5.3	1.21	34.89	19.19	Cumple	3.00	9.6	15.9
X2	2	3.20 m	0.24	12779.2 kg	12	18.1	2.12	96.18	52.90	Cumple	3.00	36	54.3
X3	2	2.00 m	0.24	6529.7 kg	8.6	15.2	1.13	32.59	17.92	Cumple	3.00	25.8	45.6
X4	1	2.75 m	0.24	10858.1 kg	9.7	20.5	1.30	51.64	28.40	Cumple	3.00	29.1	61.5
X5	2	2.00 m	0.24	7591.3 kg	5.6	10	1.12	32.51	17.88	Cumple	3.00	16.8	30
X6	1	2.75 m	0.24	12682.5 kg	9.7	20.4	1.31	52.31	28.77	Cumple	3.00	29.1	61.2
X7	2	2.00 m	0.24	9265.6 kg	2.7	5.1	1.06	31.22	17.17	Cumple	3.00	8.1	15.3
X8	2	3.20 m	0.24	14641.4 kg	1.3	9.3	0.45	23.03	12.66	Cumple	3.00	3.9	27.9
X9	2	3.20 m	0.24	12627.9 kg	1.6	9	0.57	27.91	15.35	Cumple	3.00	4.8	27
X10	1	5.65 m	0.24	23301.9 kg	6.3	169.5	1.00	104.15	57.28	-	3.00	18.9	508.5
X11	2	2.00 m	0.24	9136.3 kg	4.1	6.2	1.32	38.43	21.14	Cumple	3.00	12.3	18.6
X12	2	4.35 m	0.24	17888.3 kg	21.5	40.4	2.31	142.42	78.33	Cumple	3.00	64.5	121.2
X13	2	5.65 m	0.24	27059.6 kg	18.4	38.5	2.70	215.77	118.67	Cumple	3.00	55.2	115.5
X14	2	2.00 m	0.24	7494.5 kg	3.7	5.7	1.30	37.39	20.56	Cumple	3.00	11.1	17.1
X15	2	3.20 m	0.24	12679.7 kg	7.3	12.6	1.85	84.40	46.42	Cumple	3.00	21.9	37.8
X16	2	2.00 m	0.24	8489.8 kg	7.9	15.5	1.02	29.95	16.47	Cumple	3.00	23.7	46.5
X17	1	2.75 m	0.24	11703.9 kg	11	24	1.26	50.30	27.66	Cumple	3.00	33	72

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1912ton > 403ton

Muros en dirección “Y” – Séptimo Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
Y1	2	4.75 m	0.24	16988.8 kg	11.30 kg	34.60 kg	1.00 kg	69.15 kg	38.03 kg	Cumple	3.00 kg	33.90 kg	103.80 kg
Y2	2	5.08 m	0.24	17946.0 kg	11.10 kg	40.00 kg	1.00 kg	73.90 kg	40.64 kg	Cumple	3.00 kg	33.30 kg	120.00 kg
Y3	2	4.75 m	0.24	21675.3 kg	13.30 kg	33.80 kg	1.00 kg	70.22 kg	38.62 kg	Cumple	3.00 kg	39.90 kg	101.40 kg
Y4	2	5.08 m	0.24	21508.1 kg	16.20 kg	44.00 kg	1.00 kg	74.72 kg	41.10 kg	Cumple	3.00 kg	48.60 kg	132.00 kg
Y5	2	1.50 m	0.24	4826.1 kg	1.10 kg	1.20 kg	1.00 kg	21.71 kg	11.94 kg	Cumple	3.00 kg	3.30 kg	3.60 kg
Y6	2	2.54 m	0.24	12728.9 kg	10.20 kg	18.80 kg	1.00 kg	37.81 kg	20.80 kg	Cumple	3.00 kg	30.60 kg	56.40 kg
Y7	2	1.60 m	0.24	5765.5 kg	8.70 kg	16.80 kg	0.83 kg	19.53 kg	10.74 kg	Cumple	2.25 kg	19.53 kg	37.72 kg
Y8	2	2.60 m	0.24	12531.8 kg	4.30 kg	8.00 kg	1.00 kg	38.59 kg	21.23 kg	Cumple	3.00 kg	12.90 kg	24.00 kg
Y9	2	2.45 m	0.24	9126.9 kg	5.10 kg	10.70 kg	1.00 kg	35.75 kg	19.66 kg	Cumple	3.00 kg	15.30 kg	32.10 kg
Y10	2	2.55 m	0.24	11855.7 kg	7.90 kg	26.10 kg	1.00 kg	47.00 kg	25.85 kg	Cumple	3.00 kg	23.70 kg	78.30 kg
Y11	1	2.45 m	0.24	8957.8 kg	7.00 kg	13.20 kg	1.00 kg	35.71 kg	19.64 kg	Cumple	3.00 kg	21.00 kg	39.60 kg
Y12	1	2.55 m	0.24	11295.4 kg	7.90 kg	26.10 kg	1.00 kg	47.00 kg	25.85 kg	Cumple	3.00 kg	23.70 kg	78.30 kg
Y13	1	3.73 m	0.24	15672.9 kg	19.30 kg	29.70 kg	1.00 kg	54.83 kg	30.16 kg	Cumple	2.84 kg	54.83 kg	84.38 kg

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente,

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 1114ton > 403ton

Muros en dirección “X” – Octavo Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
X1	2	2.00 m	0.24	3771.7 kg	1.50	7.60	0.39	11.71	6.44	Cumple	3.00	4.50	22.80
X2	2	3.20 m	0.24	6435.9 kg	9.00	33.00	0.87	39.84	21.91	Cumple	3.00	27.00	99.00
X3	2	2.00 m	0.24	3366.2 kg	7.60	24.50	0.62	17.82	9.80	Cumple	3.00	17.82	57.43
X4	1	2.75 m	0.24	5520.2 kg	9.90	36.50	0.75	29.44	16.19	Cumple	2.97	29.44	108.55
X5	2	2.00 m	0.24	3835.1 kg	4.40	15.10	0.58	16.89	9.29	Cumple	3.00	13.20	45.90
X6	1	2.75 m	0.24	6409.1 kg	9.90	36.30	0.75	29.80	16.39	Cumple	3.00	29.70	108.90
X7	2	2.00 m	0.24	4635.0 kg	0.90	6.00	0.33	10.21	5.62	Cumple	3.00	2.70	18.00
X8	2	3.20 m	0.24	7296.4 kg	3.00	10.20	0.94	43.04	23.67	Cumple	3.00	9.00	30.60
X9	2	3.20 m	0.24	6346.3 kg	0.80	12.10	0.33	16.10	8.85	Cumple	3.00	2.40	36.30
X10	1	5.65 m	0.24	11761.8 kg	50.20	150.70	1.00	104.15	57.28	-	2.07	104.15	312.65
X11	2	2.00 m	0.24	4572.0 kg	2.50	10.80	0.46	13.77	7.57	Cumple	3.00	7.50	32.40
X12	2	4.35 m	0.24	8995.0 kg	15.20	53.40	1.24	76.05	41.83	Cumple	3.00	45.60	160.20
X13	2	5.65 m	0.24	13542.3 kg	14.10	77.50	1.03	82.88	45.59	Cumple	3.00	42.30	232.50
X14	2	2.00 m	0.24	3771.7 kg	2.20	9.30	0.47	13.86	7.63	Cumple	3.00	6.60	27.90
X15	2	3.20 m	0.24	6387.4 kg	3.80	20.00	0.61	28.19	15.51	Cumple	3.00	11.40	60.00
X16	2	2.00 m	0.24	4321.7 kg	7.30	22.90	0.64	18.51	10.18	Cumple	2.54	18.51	58.06
X17	1	2.75 m	0.24	5932.4 kg	11.30	40.20	0.77	30.56	16.81	Cumple	2.70	30.56	108.72

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente.

Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 872ton > 193ton

Muros en dirección “Y” – Octavo Piso

Muro	Cantidad	L	t	PG	Ve	Me	α	Vm	.55Vm		Vm/Ve1	Vu	Mu
Y1	2	4.75 m	0.24	8495.9 kg	5.20	39.60	0.62	42.65	23.46	Cumple	3.00	15.60	118.80
Y2	2	5.08 m	0.24	8975.9 kg	6.20	49.40	0.64	46.55	25.60	Cumple	3.00	18.60	148.20
Y3	2	4.75 m	0.24	10780.3 kg	6.20	37.60	0.78	53.58	29.47	Cumple	3.00	18.60	112.80
Y4	2	5.08 m	0.24	10712.2 kg	10.20	52.20	0.99	71.72	39.45	Cumple	3.00	30.60	156.60
Y5	2	1.50 m	0.24	2443.9 kg	0.10	2.00	0.33	7.42	4.08	Cumple	3.00	0.30	6.00
Y6	2	2.54 m	0.24	6383.2 kg	8.00	24.90	0.82	29.94	16.47	Cumple	3.00	24.00	74.70
Y7	2	1.60 m	0.24	2968.1 kg	7.10	19.40	0.59	13.55	7.45	Cumple	2.00	14.20	38.80
Y8	2	2.60 m	0.24	6246.6 kg	1.30	9.40	0.36	14.28	7.85	Cumple	3.00	3.90	28.20
Y9	2	2.45 m	0.24	4587.6 kg	1.70	6.70	0.62	21.97	12.09	Cumple	3.00	5.10	20.10
Y10	2	2.55 m	0.24	5942.4 kg	0.50	18.00	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	1.50	54.00
Y11	1	2.45 m	0.24	4505.2 kg	3.00	14.60	0.50	17.98	9.89	Cumple	3.00	9.00	43.80
Y12	1	2.55 m	0.24	5727.3 kg	0.50	18.00	1.00	47.00	25.85	Cumple	3.00	1.50	54.00
Y13	1	3.73 m	0.24	7826.0 kg	4.60	20.80	0.82	44.06	24.23	Cumple	3.00	13.80	62.40

Ningún muro se agrieta, el cortante actuante es menor que el 55%del cortante resistente,

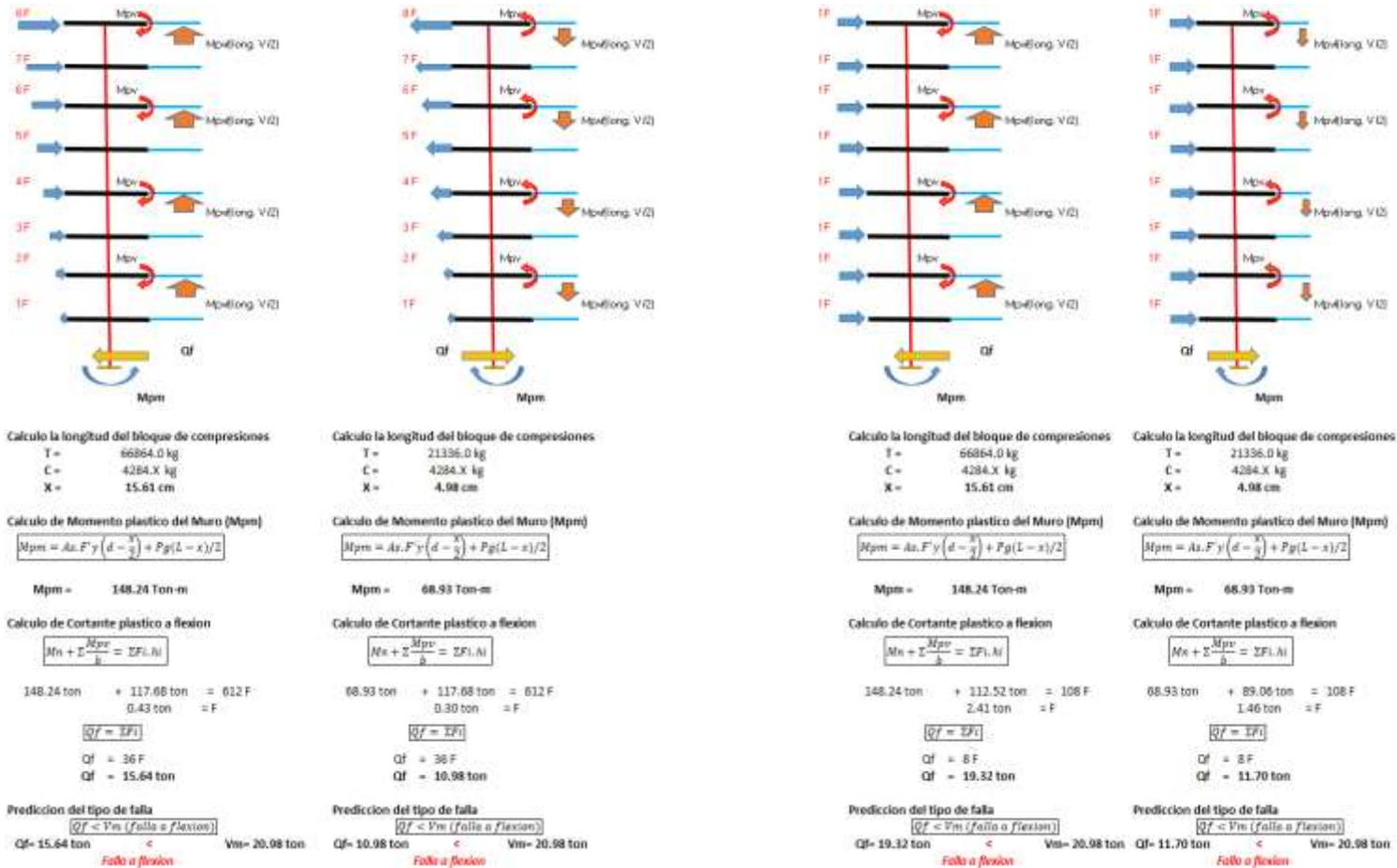
Suma de cortantes resistentes ($\Sigma Vm < VE$), 806ton > 193ton

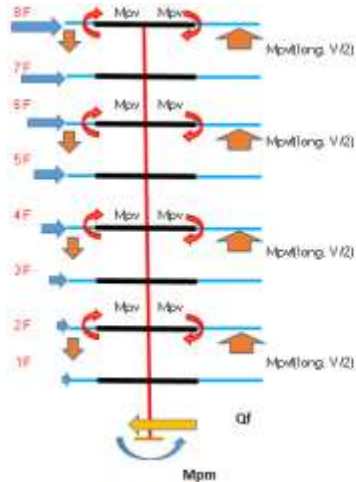
ANEXO 7:

Tabla resumen del refuerzo de las columnas de confinamiento

Muro	Col. Conf.	Dimensiones	As	∅
X1	Col. Izquierda	24 x 24	3.67 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	4.42 cm ²	4 ∅ 1/2"
X2	Col. Izquierda	30 X 24	7.14 cm ²	6 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	10.20 cm ²	6 ∅ 5/8"
X3	Col. Izquierda	24 x 24	3.86 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	3.86 cm ²	4 ∅ 1/2"
X4	Col. Izquierda	24 X 24	8.98 cm ²	6 ∅ 5/8"
	Col. Centro	24 x 24	2.88 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	8.98 cm ²	6 ∅ 5/8"
X5	Col. Izquierda	24 x 24	4.11 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	4.11 cm ²	4 ∅ 1/2"
X6	Col. Izquierda	24 X 24	8.02 cm ²	6 ∅ 5/8"
	Col. Centro	24 x 24	2.88 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	8.02 cm ²	6 ∅ 5/8"
X7	Col. Izquierda	24 x 24	3.55 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	3.55 cm ²	4 ∅ 1/2"
X8	Col. Izquierda	24 x 24	6.65 cm ²	4 ∅ 5/8"
	Col. Derecha	24 x 24	9.17 cm ²	6 ∅ 5/8"
X9	Col. Izquierda	24 x 24	10.20 cm ²	6 ∅ 5/8"
	Col. Derecha	24 x 24	7.34 cm ²	4 ∅ 5/8"
X11	Col. Izquierda	35 x 24	4.20 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	3.95 cm ²	4 ∅ 1/2"
X12	Col. Izquierda	45 x 24	12.97 cm ²	8 ∅ 5/8"
	Col. Derecha	45 x 24	12.97 cm ²	8 ∅ 5/8"
X13	Col. Izquierda	35 X 24	21.37 cm ²	8 ∅ 3/4"
	Col. Centro	24 x 24	3.21 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	35 X 24	21.37 cm ²	8 ∅ 3/4"
X14	Col. Izquierda	24 x 24	3.24 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	3.74 cm ²	4 ∅ 1/2"
X15	Col. Izquierda	24 x 24	6.24 cm ²	4 ∅ 5/8"
	Col. Derecha	24 x 24	9.06 cm ²	6 ∅ 5/8"
X16	Col. Izquierda	24 x 24	3.64 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	3.64 cm ²	4 ∅ 1/2"
X17	Col. Izquierda	24 x 24	6.94 cm ²	4 ∅ 5/8"
	Col. Centro	24 x 24	2.88 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Derecha	24 x 24	6.94 cm ²	4 ∅ 5/8"

Muro	Col. Conf.	Dimensiones	As	∅
Y1	Col. Superior	50 x 24	14.16 cm ²	8 ∅ 5/8"
	Col. Inferior	50 x 24	14.16 cm ²	8 ∅ 5/8"
Y2	Col. Superior	35 X 24	11.58 cm ²	6 ∅ 5/8"
	Col. Centro	24 x 24	4.94 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	35 x 24	17.32 cm ²	10 ∅ 5/8"
Y3	Col. Superior	50 x 24	14.73 cm ²	8 ∅ 5/8"
	Col. Inferior	50 x 24	14.73 cm ²	8 ∅ 5/8"
Y4	Col. Superior	40 X 24	10.26 cm ²	6 ∅ 5/8"
	Col. Centro	24 x 24	5.10 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	30 x 24	16.33 cm ²	10 ∅ 5/8"
Y5	Col. Superior	24 x 24	2.88 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	24 x 24	2.88 cm ²	4 ∅ 1/2"
Y6	Col. Superior	24 x 24	6.13 cm ²	6 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	24 x 24	6.13 cm ²	6 ∅ 1/2"
Y7	Col. Superior	24 x 24	3.43 cm ²	4 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	24 x 24	3.43 cm ²	4 ∅ 1/2"
Y8	Col. Superior	30 x 24	5.59 cm ²	6 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	24 x 24	5.59 cm ²	6 ∅ 1/2"
Y9	Col. Superior	24 x 24	5.86 cm ²	6 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	24 x 24	5.86 cm ²	6 ∅ 1/2"
Y11	Col. Superior	30 x 24	5.68 cm ²	6 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	30 x 24	5.68 cm ²	6 ∅ 1/2"
Y13	Col. Superior	40 x 24	10.69 cm ²	6 ∅ 1/2"
	Col. Inferior	40 x 24	10.69 cm ²	6 ∅ 1/2"

ANEXO 8: Calculo del momento resistente de todos los muros en sentido horarios (-) y anti horario (+)
MURO X1


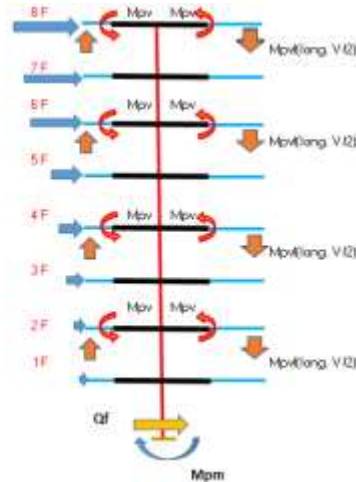
MURO X2


Calculo la longitud del bloque de compresion:
 T = 68864.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 15.61 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)
 $M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$
 Mpm = 278.94 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion
 $M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$
 278.94 ton + 285.00 ton = 6 Q F
 0.92 ton = F
 $Q_f = \sum F_i$
 Qf = 36 F
 Qf = 33.17 ton

Prediccion del tipo de falla
 $Q_f < V_m$ (falla a flexion)
 Qf= 33.17 ton < Vm= 40.81 ton
Falla a flexion

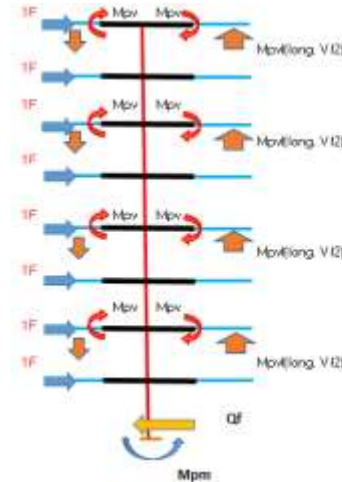


Calculo la longitud del bloque de compresion:
 T = 50480.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 11.71 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)
 $M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$
 Mpm = 281.24 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion
 $M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$
 281.24 ton + 285.00 ton = 6 Q F
 0.83 ton = F
 $Q_f = \sum F_i$
 Qf = 36 F
 Qf = 33.31 ton

Prediccion del tipo de falla
 $Q_f < V_m$ (falla a flexion)
 Qf= 33.31 ton < Vm= 40.81 ton
Falla a flexion

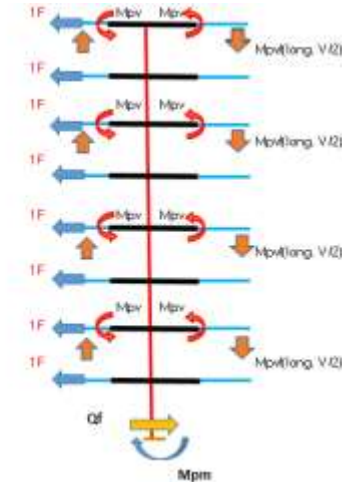


Calculo la longitud del bloque de compresion:
 T = 68864.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 15.61 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)
 $M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$
 Mpm = 278.94 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion
 $M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$
 278.94 ton + 285.00 ton = 108 F
 5.22 ton = F
 $Q_f = \sum F_i$
 Qf = 8 F
 Qf = 41.77 ton

Prediccion del tipo de falla
 $Q_f < V_m$ (falla a flexion)
 Qf= 41.77 ton > Vm= 40.81 ton
Falla a Corte

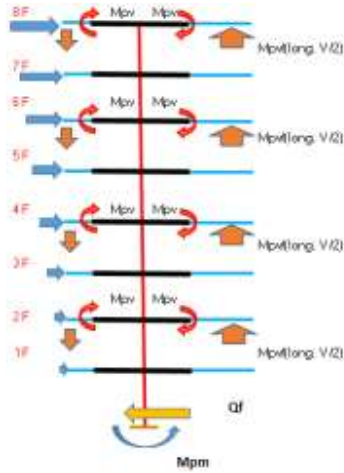


Calculo la longitud del bloque de compresion:
 T = 50480.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 11.71 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)
 $M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$
 Mpm = 281.24 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion
 $M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$
 281.24 ton + 285.00 ton = 108 F
 5.24 ton = F
 $Q_f = \sum F_i$
 Qf = 8 F
 Qf = 41.94 ton

Prediccion del tipo de falla
 $Q_f < V_m$ (falla a flexion)
 Qf= 41.94 ton > Vm= 40.81 ton
Falla a Corte

MURO X3


Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 26720 kg
 C = 4284 X kg
 X = 5.06 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 65.69 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

65.69 ton + 185.85 ton = 612 F
 0.41 ton = F

$$Q_f = \Sigma F_i$$

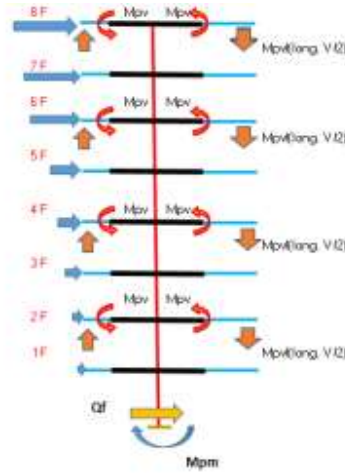
Qf = 36 F

Qf = 14.80 ton

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 14.80 ton < Vm= 22.02 ton
 falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 32588.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 7.59 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 65.09 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

65.09 ton + 181.70 ton = 612 F
 0.40 ton = F

$$Q_f = \Sigma F_i$$

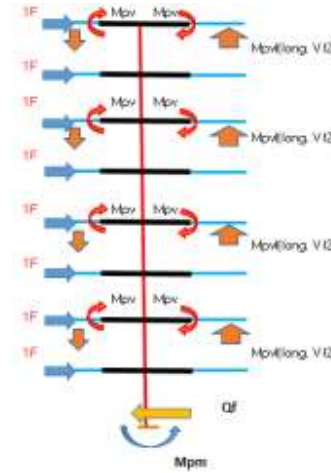
Qf = 36 F

Qf = 14.52 ton

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 14.52 ton < Vm= 22.02 ton
 falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 26720 kg
 C = 4284 X kg
 X = 5.06 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 65.69 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

65.69 ton + 185.85 ton = 108 F
 2.33 ton = F

$$Q_f = \Sigma F_i$$

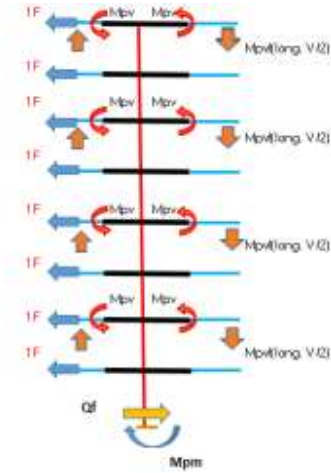
Qf = 8 F

Qf = 18.63 ton

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 18.63 ton < Vm= 22.02 ton
 falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 32588.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 7.59 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 65.09 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

65.09 ton + 181.70 ton = 108 F
 2.29 ton = F

$$Q_f = \Sigma F_i$$

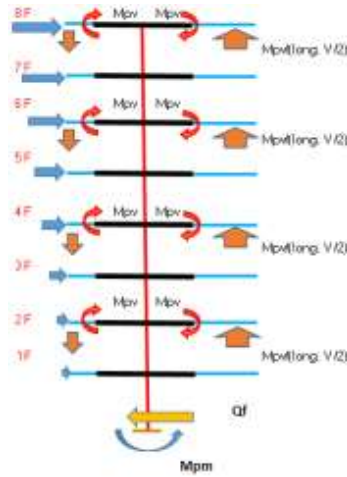
Qf = 8 F

Qf = 18.28 ton

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 18.28 ton < Vm= 22.02 ton
 falla a flexion

MURO X4


Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 38388.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 157.27 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

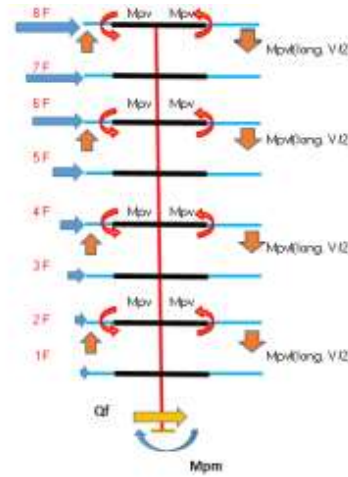
157.27 ton + 204.74 ton = 612 F
 0.59 ton = F

$$QF = \Sigma F_i$$

QF = 36 F
 QF = 21.29 ton

Prediccion del tipo de falla

$QF < V_m$ (falla a flexion)
 QF = 21.29 ton < Vm = 27.63 ton
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 38388.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 157.27 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

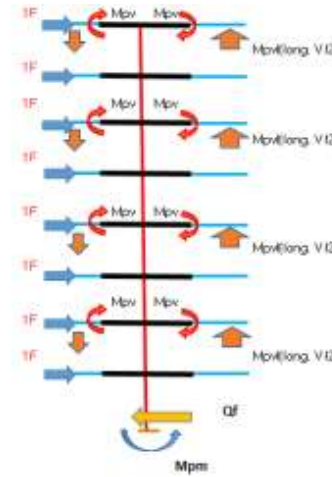
157.27 ton + 204.74 ton = 612 F
 0.59 ton = F

$$QF = \Sigma F_i$$

QF = 36 F
 QF = 21.29 ton

Prediccion del tipo de falla

$QF < V_m$ (falla a flexion)
 QF = 21.29 ton < Vm = 27.63 ton
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 38388.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 157.27 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

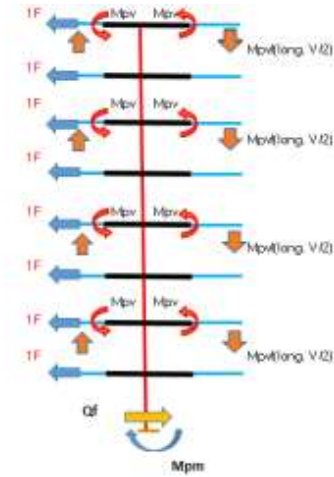
157.27 ton + 204.74 ton = 108 F
 3.35 ton = F

$$QF = \Sigma F_i$$

QF = 8 F
 QF = 26.82 ton

Prediccion del tipo de falla

$QF < V_m$ (falla a flexion)
 QF = 26.82 ton < Vm = 27.63 ton
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

T = 38388.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 157.27 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

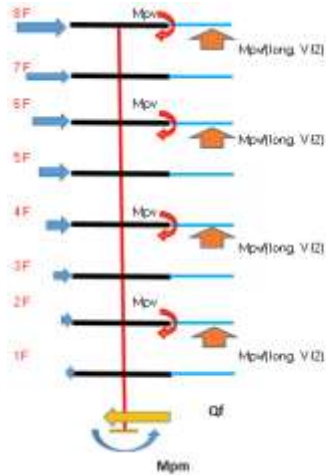
157.27 ton + 204.74 ton = 108 F
 3.35 ton = F

$$QF = \Sigma F_i$$

QF = 8 F
 QF = 26.82 ton

Prediccion del tipo de falla

$QF < V_m$ (falla a flexion)
 QF = 26.82 ton < Vm = 27.63 ton
Falla a flexion

MURO X5


Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4284.4 \text{ kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 89.22 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$89.22 \text{ ton} + \frac{92.64 \text{ ton}}{0.30 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Qf = \Sigma F_i$$

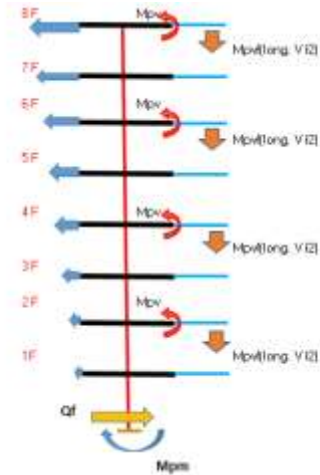
$$Qf = 36 F$$

$$QF = 10.70 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf = 10.70 \text{ ton} < V_m = 23.48 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4284.4 \text{ kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 89.22 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$89.22 \text{ ton} + \frac{73.33 \text{ ton}}{0.27 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Qf = \Sigma F_i$$

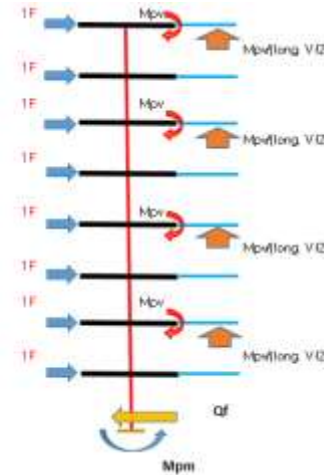
$$Qf = 36 F$$

$$QF = 9.56 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf = 9.56 \text{ ton} < V_m = 23.48 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4284.4 \text{ kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 89.22 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$89.22 \text{ ton} + \frac{92.64 \text{ ton}}{1.68 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Qf = \Sigma F_i$$

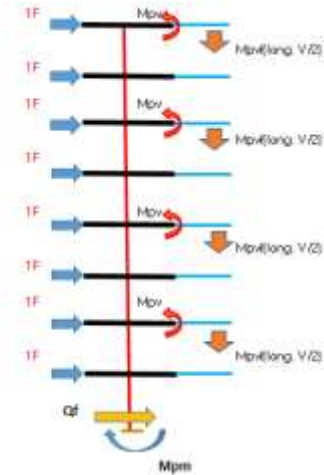
$$Qf = 0 F$$

$$QF = 13.47 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf = 13.47 \text{ ton} < V_m = 23.48 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4284.4 \text{ kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 89.22 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$89.22 \text{ ton} + \frac{73.33 \text{ ton}}{1.51 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Qf = \Sigma F_i$$

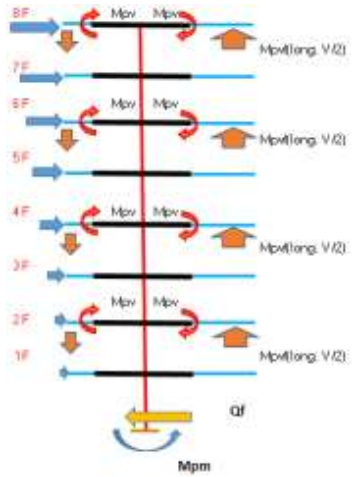
$$Qf = 8 F$$

$$QF = 12.04 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf = 12.04 \text{ ton} < V_m = 23.48 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO X6


Calcule la longitud del bloque de compresiones

T = 30380.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 119.22 Ton-m

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$119.22 \text{ ton} + \frac{185.65 \text{ ton}}{0.90 \text{ ton}} = 612 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

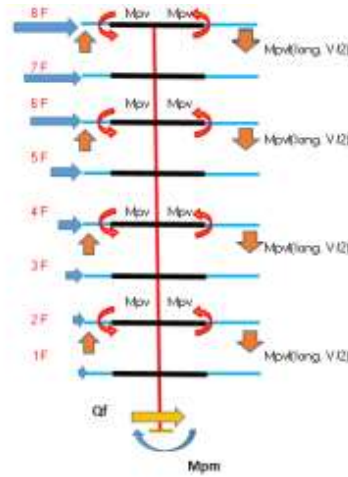
$$Q_f = 17.95 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 17.95 \text{ ton} < V_m = 29.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calcule la longitud del bloque de compresiones

T = 30380.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 119.22 Ton-m

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$119.22 \text{ ton} + \frac{181.70 \text{ ton}}{0.49 \text{ ton}} = 612 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

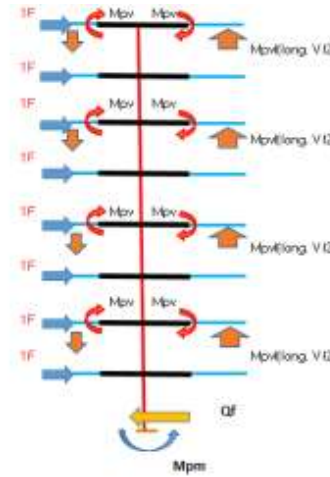
$$Q_f = 17.70 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 17.70 \text{ ton} < V_m = 29.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calcule la longitud del bloque de compresiones

T = 30380.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 119.22 Ton-m

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$119.22 \text{ ton} + \frac{185.65 \text{ ton}}{2.82 \text{ ton}} = 108 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

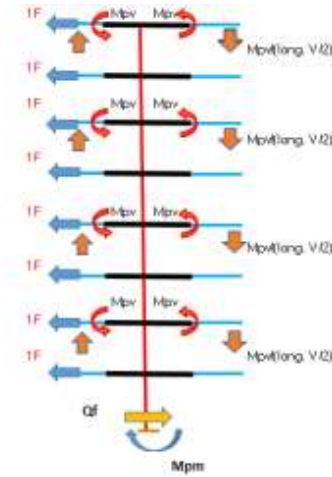
$$Q_f = 22.60 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 22.60 \text{ ton} < V_m = 29.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calcule la longitud del bloque de compresiones

T = 30380.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 8.96 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 119.22 Ton-m

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$119.22 \text{ ton} + \frac{181.70 \text{ ton}}{2.79 \text{ ton}} = 108 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

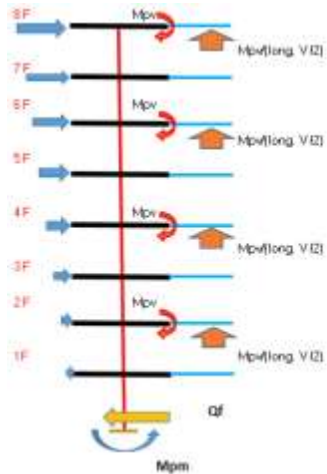
$$Q_f = 22.29 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 22.29 \text{ ton} < V_m = 29.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO X7:


Calcule la longitud del bloque de compresiones:
 T = 66528.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 15.53 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_B(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 154.33 \text{ Ton-m}$$

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pm}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$154.33 \text{ ton} + 112.52 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.44 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

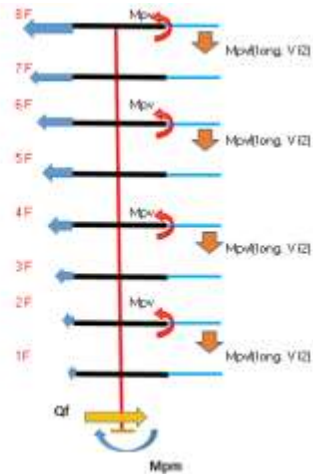
$$Q_f = 15.78 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$\frac{Q_f}{V_m} < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 15.78 \text{ ton} < V_m = 20.25 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calcule la longitud del bloque de compresiones:
 T = 2872.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 5.06 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_B(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 76.57 \text{ Ton-m}$$

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pm}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$76.57 \text{ ton} + 89.06 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.27 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

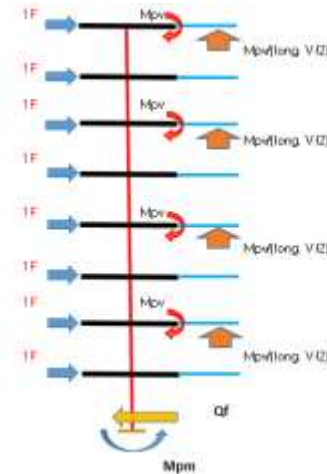
$$Q_f = 9.74 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$\frac{Q_f}{V_m} < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 9.74 \text{ ton} < V_m = 20.25 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calcule la longitud del bloque de compresiones:
 T = 66528.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 15.53 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_B(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 154.33 \text{ Ton-m}$$

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pm}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$154.33 \text{ ton} + 112.52 \text{ ton} = 108 F$$

$$2.47 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

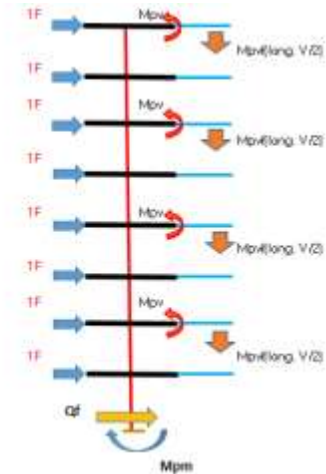
$$Q_f = 19.77 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$\frac{Q_f}{V_m} < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 19.77 \text{ ton} < V_m = 20.25 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calcule la longitud del bloque de compresiones:
 T = 2872.0 kg
 C = 4284 X kg
 X = 5.06 cm

Calcule de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_B(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 76.57 \text{ Ton-m}$$

Calcule de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pm}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$76.57 \text{ ton} + 89.06 \text{ ton} = 108 F$$

$$1.53 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

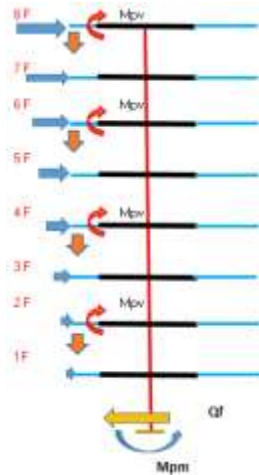
$$Q_f = 12.27 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$\frac{Q_f}{V_m} < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 12.27 \text{ ton} < V_m = 20.25 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO X8


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 66528.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 15.53 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 289.53 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{k} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$289.53 \text{ ton} + \frac{159.08 \text{ ton}}{0.73} = 612 F$$

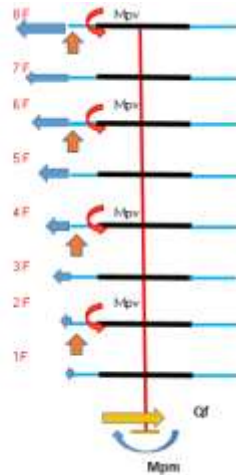
$$Q_f = \sum F_i$$

$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 26.39 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$Q_f = 26.39 \text{ ton} < V_m = 38.01 \text{ ton}$
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 36388.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 208.25 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{k} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$208.25 \text{ ton} + \frac{125.52 \text{ ton}}{0.55} = 612 F$$

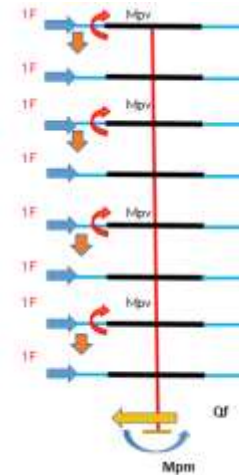
$$Q_f = \sum F_i$$

$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 19.66 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$Q_f = 19.66 \text{ ton} < V_m = 38.01 \text{ ton}$
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 66528.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 15.53 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 289.53 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{k} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$289.53 \text{ ton} + \frac{159.08 \text{ ton}}{4.15} = 108 F$$

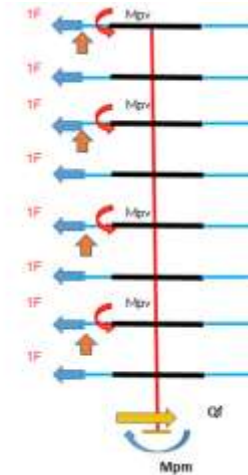
$$Q_f = \sum F_i$$

$$\begin{aligned} Q_f &= 8 F \\ Q_f &= 33.23 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$Q_f = 33.23 \text{ ton} < V_m = 38.01 \text{ ton}$
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 36388.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 208.25 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{k} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$208.25 \text{ ton} + \frac{125.52 \text{ ton}}{3.09} = 108 F$$

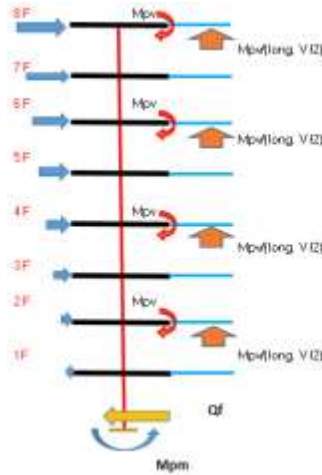
$$Q_f = \sum F_i$$

$$\begin{aligned} Q_f &= 8 F \\ Q_f &= 24.75 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$Q_f = 24.75 \text{ ton} < V_m = 38.01 \text{ ton}$
Falla a flexion

MURO X9


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50480.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 229.78 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$229.78 \text{ ton} + \frac{109.42 \text{ ton}}{0.55 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

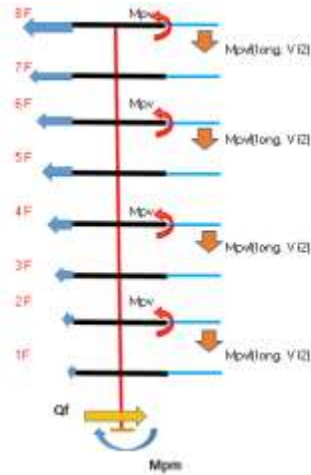
$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 19.95 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 19.95 \text{ ton} < V_m = 33.69 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32588.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 178.20 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$178.20 \text{ ton} + \frac{86.61 \text{ ton}}{0.43 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

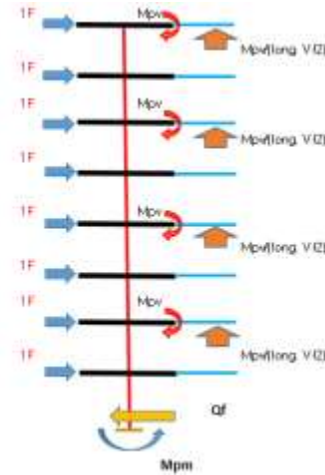
$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 15.58 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 15.58 \text{ ton} < V_m = 33.69 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50480.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 229.78 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$229.78 \text{ ton} + \frac{109.42 \text{ ton}}{3.14 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

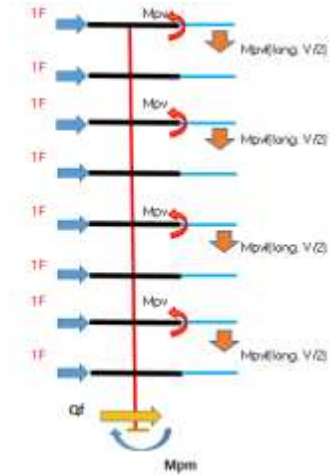
$$\begin{aligned} Q_f &= 8 F \\ Q_f &= 25.13 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 25.13 \text{ ton} < V_m = 33.69 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32588.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_x \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 178.20 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$178.20 \text{ ton} + \frac{86.61 \text{ ton}}{2.45 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

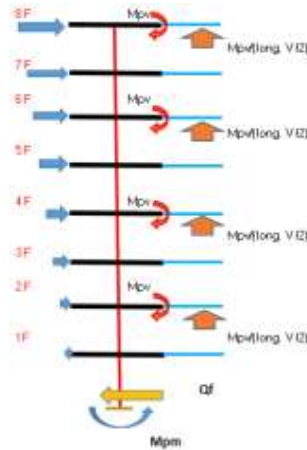
$$\begin{aligned} Q_f &= 8 F \\ Q_f &= 19.62 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 19.62 \text{ ton} < V_m = 33.69 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO X11

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50148.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 125.98 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_{fs} + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$125.98 \text{ ton} + \frac{112.52 \text{ ton}}{0.39 \text{ ton}} = 612 F$$

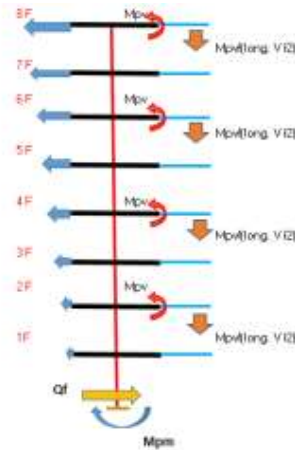
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 14.03 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 14.03 \text{ ton} < V_m = 22.60 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 21336.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 4.90 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 75.46 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_{fs} + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$75.46 \text{ ton} + \frac{89.06 \text{ ton}}{0.27 \text{ ton}} = 612 F$$

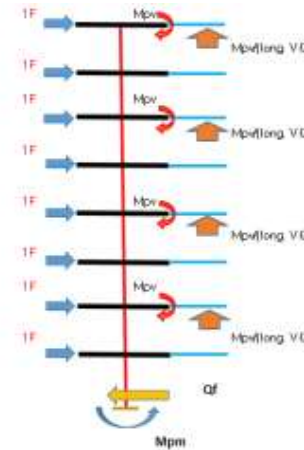
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 9.68 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 9.68 \text{ ton} < V_m = 22.60 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50148.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 125.98 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_{fs} + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$125.98 \text{ ton} + \frac{112.52 \text{ ton}}{2.23 \text{ ton}} = 108 F$$

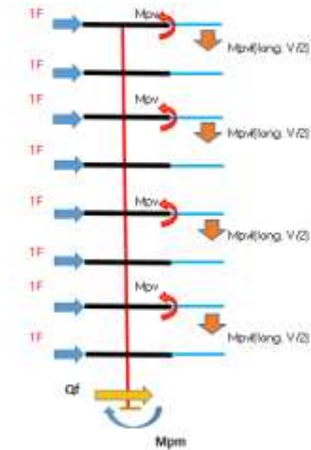
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 17.57 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 17.57 \text{ ton} < V_m = 22.60 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 21336.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 4.90 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 75.46 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_{fs} + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$75.46 \text{ ton} + \frac{89.06 \text{ ton}}{152 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = 36 F$$

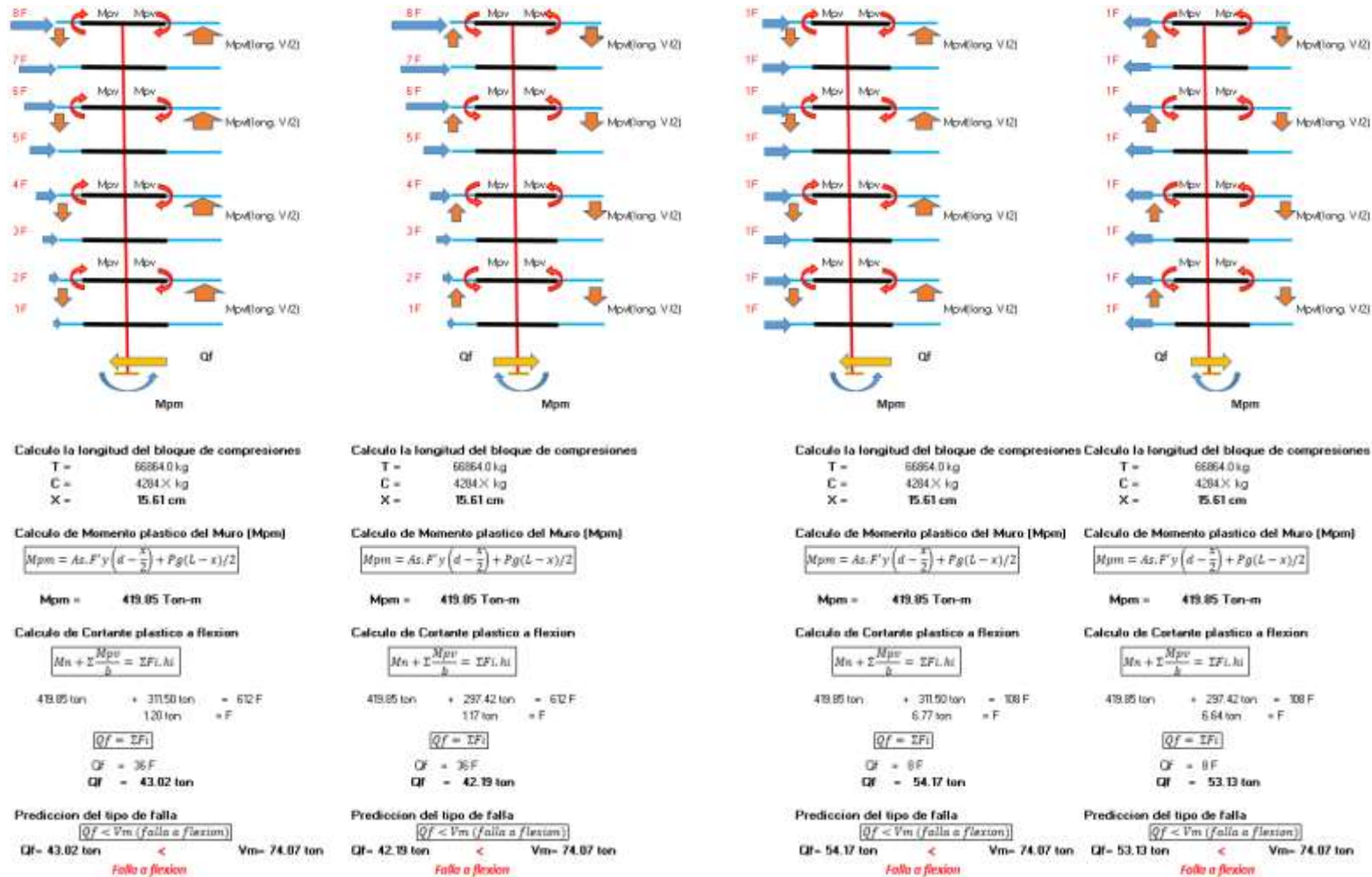
$$Q_f = 12.19 \text{ ton}$$

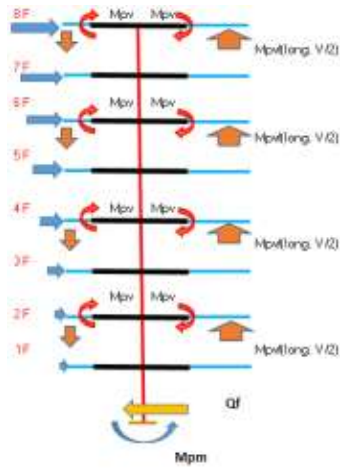
Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 12.19 \text{ ton} < V_m = 22.60 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO X12


MURO X13


Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 95424.0 \text{ kg}$
 $C = 4284 \times \text{kg}$
 $X = 22.27 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 807.80 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$807.80 \text{ ton} + \frac{298.20 \text{ ton}}{1.91 \text{ ton}} = 612 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

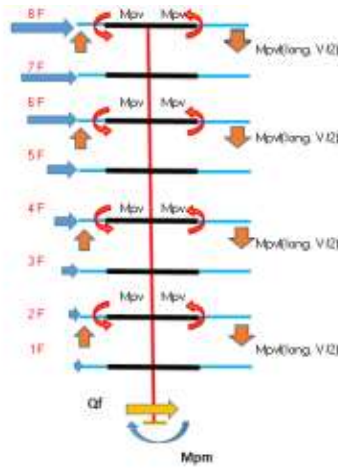
$$Q_f = 65.06 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 65.06 \text{ ton} < V_m = 73.30 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 95424.0 \text{ kg}$
 $C = 4284 \times \text{kg}$
 $X = 22.27 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 807.80 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$807.80 \text{ ton} + \frac{298.20 \text{ ton}}{1.91 \text{ ton}} = 612 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

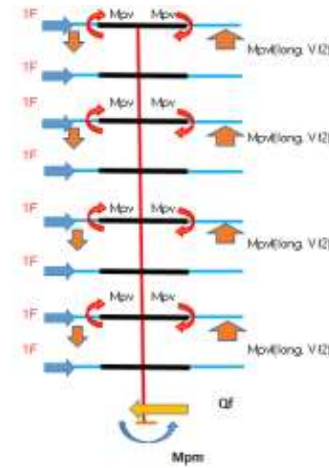
$$Q_f = 65.06 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 65.06 \text{ ton} < V_m = 73.30 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 95424.0 \text{ kg}$
 $C = 4284 \times \text{kg}$
 $X = 22.27 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 807.80 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$807.80 \text{ ton} + \frac{298.20 \text{ ton}}{10.24 \text{ ton}} = 108 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

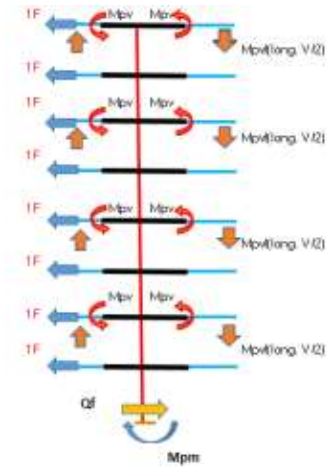
$$Q_f = 81.93 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f > V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 81.93 \text{ ton} > V_m = 73.30 \text{ ton}$$

Falla a Corte



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 95424.0 \text{ kg}$
 $C = 4284 \times \text{kg}$
 $X = 22.27 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 807.80 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$807.80 \text{ ton} + \frac{298.20 \text{ ton}}{10.24 \text{ ton}} = 108 \text{ F}$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

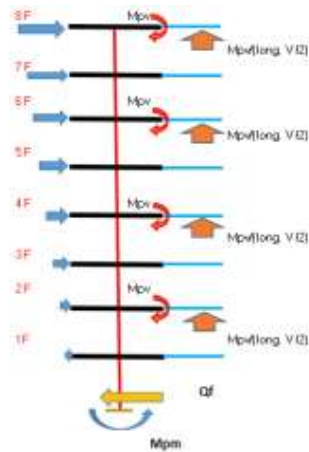
$$Q_f = 81.93 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f > V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 81.93 \text{ ton} > V_m = 73.30 \text{ ton}$$

Falla a Corte

MURO X14

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50340.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - z)/2$$

$$M_{pm} = 119.68 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_u + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$119.68 \text{ ton} + \frac{112.52 \text{ ton}}{0.38 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = 12F$$

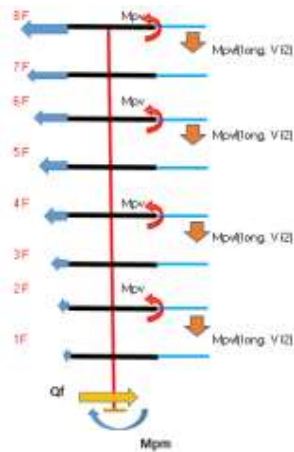
$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 13.66 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 13.66 \text{ ton} < V_m = 18.51 \text{ ton}$$

falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 27672.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 5.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - z)/2$$

$$M_{pm} = 69.54 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_u + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$69.54 \text{ ton} + \frac{89.06 \text{ ton}}{0.26 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = 12F$$

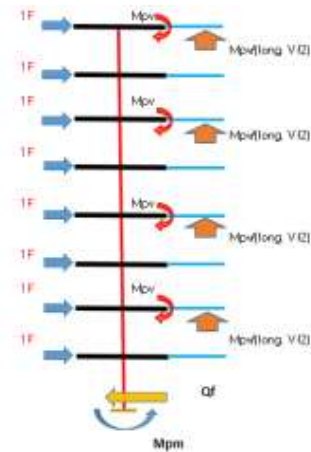
$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 9.33 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 9.33 \text{ ton} < V_m = 18.51 \text{ ton}$$

falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50340.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - z)/2$$

$$M_{pm} = 119.68 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_u + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$119.68 \text{ ton} + \frac{112.52 \text{ ton}}{2.16 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = 12F$$

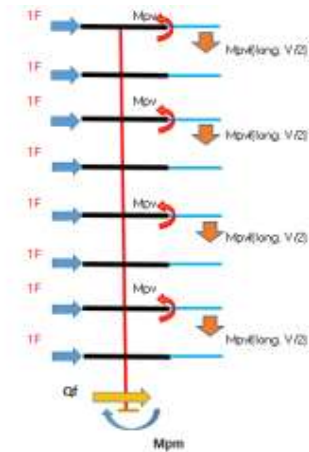
$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 17.20 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 17.20 \text{ ton} < V_m = 18.51 \text{ ton}$$

falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 27672.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 5.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - z)/2$$

$$M_{pm} = 69.54 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_u + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$69.54 \text{ ton} + \frac{89.06 \text{ ton}}{1.47 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = 12F$$

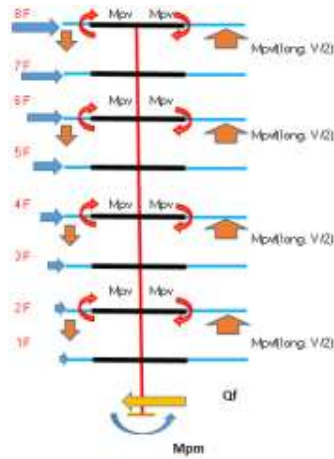
$$\begin{aligned} Q_f &= 36 F \\ Q_f &= 11.75 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 11.75 \text{ ton} < V_m = 18.51 \text{ ton}$$

falla a flexion

MURO X15

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 77610.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 16.72 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L-x)/2$$

$$M_{pm} = 291.89 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$291.89 \text{ ton} + \frac{295.00 \text{ ton}}{0.94 \text{ ton}} = 612 \text{ F}$$

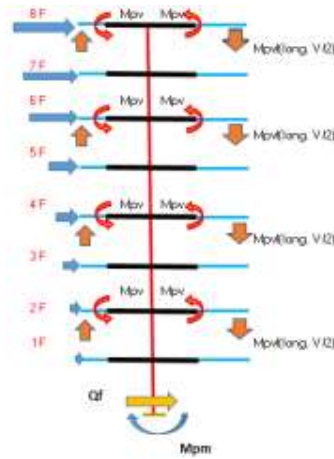
$$Q_f = 36 \text{ F}$$

$$Q_f = 33.93 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 33.93 \text{ ton} < V_m = 35.66 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 38380.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L-x)/2$$

$$M_{pm} = 296.64 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$296.64 \text{ ton} + \frac{295.00 \text{ ton}}{0.95 \text{ ton}} = 612 \text{ F}$$

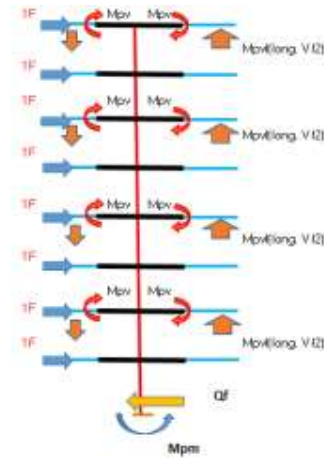
$$Q_f = 36 \text{ F}$$

$$Q_f = 34.21 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 34.21 \text{ ton} < V_m = 35.66 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 77610.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 16.72 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L-x)/2$$

$$M_{pm} = 291.89 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$291.89 \text{ ton} + \frac{295.00 \text{ ton}}{5.34 \text{ ton}} = 108 \text{ F}$$

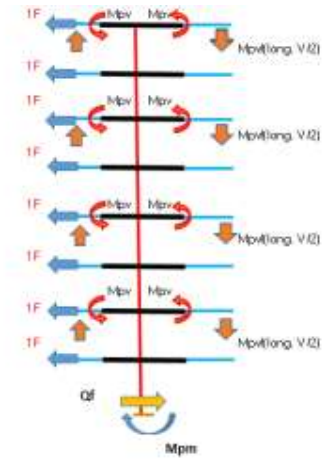
$$Q_f = 8 \text{ F}$$

$$Q_f = 42.73 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f > V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 42.73 \text{ ton} > V_m = 35.66 \text{ ton}$$

Falla a Corte

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 38380.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L-x)/2$$

$$M_{pm} = 296.64 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \Sigma \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$296.64 \text{ ton} + \frac{295.00 \text{ ton}}{5.39 \text{ ton}} = 108 \text{ F}$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

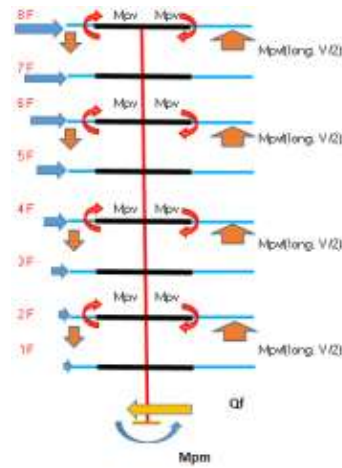
$$Q_f = 43.08 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f > V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 43.08 \text{ ton} > V_m = 35.66 \text{ ton}$$

Falla a Corte

MURO X16

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 50148.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 123.49 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$123.49 \text{ ton} + 185.85 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.51 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

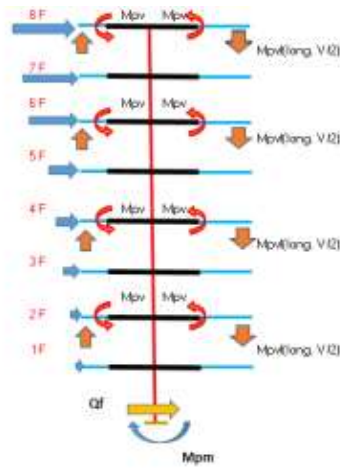
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 18.20 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 18.20 \text{ ton} < V_m = 20.79 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 39309.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 8.96 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 124.65 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$124.65 \text{ ton} + 181.70 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.50 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

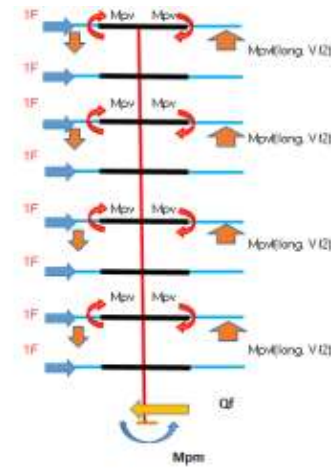
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 18.02 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 18.02 \text{ ton} < V_m = 20.79 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 50148.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 123.49 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$123.49 \text{ ton} + 185.85 \text{ ton} = 108 F$$

$$2.86 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

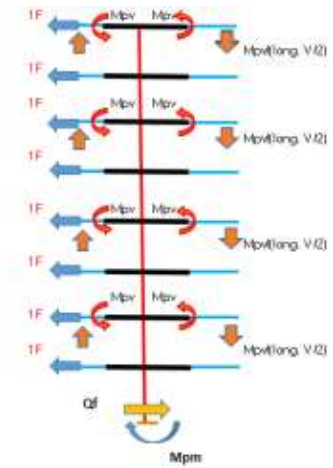
$$Q_f = 8 F$$

$$Q_f = 22.91 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f > V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 22.91 \text{ ton} > V_m = 20.79 \text{ ton}$$

Falla a Corte

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 39309.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 8.96 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 124.65 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$124.65 \text{ ton} + 181.70 \text{ ton} = 108 F$$

$$2.84 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

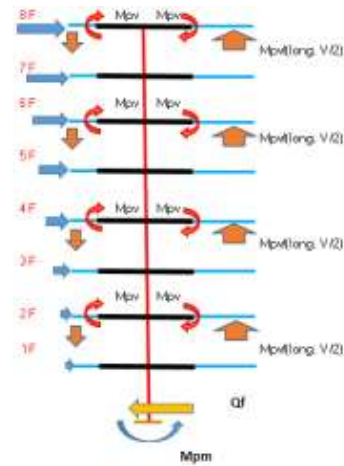
$$Q_f = 22.69 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f > V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 22.69 \text{ ton} > V_m = 20.79 \text{ ton}$$

Falla a Corte

MURO X17

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 38388.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 161.85 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$161.85 \text{ ton} + \frac{204.74 \text{ ton}}{0.60 \text{ ton}} = 6QF$$

$$QF = \Sigma F_i$$

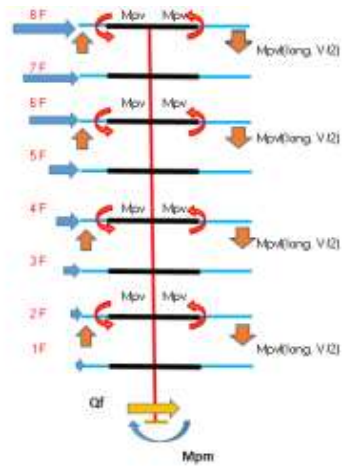
$$QF = 36 F$$

$$QF = 21.56 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$QF < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$QF = 21.56 \text{ ton} < V_m = 28.20 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 38388.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 161.85 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$161.85 \text{ ton} + \frac{204.74 \text{ ton}}{0.60 \text{ ton}} = 6QF$$

$$QF = \Sigma F_i$$

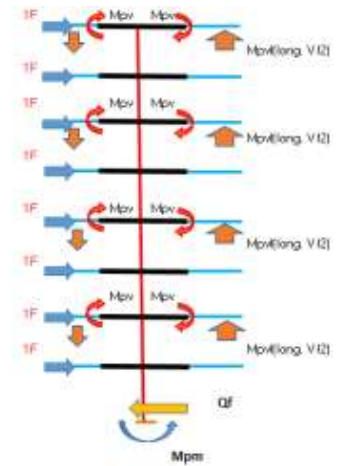
$$QF = 36 F$$

$$QF = 21.56 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$QF < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$QF = 21.56 \text{ ton} < V_m = 28.20 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 38388.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 161.85 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$161.85 \text{ ton} + \frac{204.74 \text{ ton}}{3.39 \text{ ton}} = 108 F$$

$$QF = \Sigma F_i$$

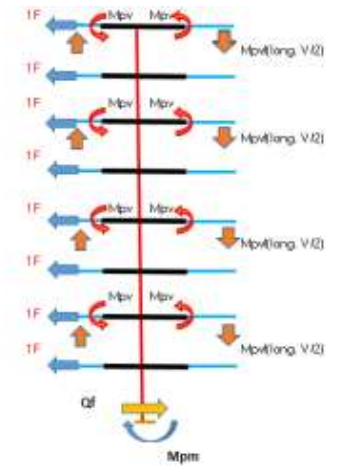
$$QF = 8 F$$

$$QF = 27.16 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$QF < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$QF = 27.16 \text{ ton} < V_m = 28.20 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 38388.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 8.96 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 161.85 \text{ Ton}\cdot\text{m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$161.85 \text{ ton} + \frac{204.74 \text{ ton}}{3.39 \text{ ton}} = 108 F$$

$$QF = \Sigma F_i$$

$$QF = 8 F$$

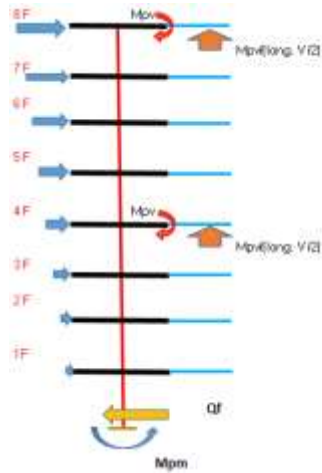
$$QF = 27.16 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$QF < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$QF = 27.16 \text{ ton} < V_m = 28.20 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y1


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 66854.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 441.16 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$441.16 \text{ ton} + 100.40 \text{ ton} = 542 \text{ F}$$

$$0.08 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

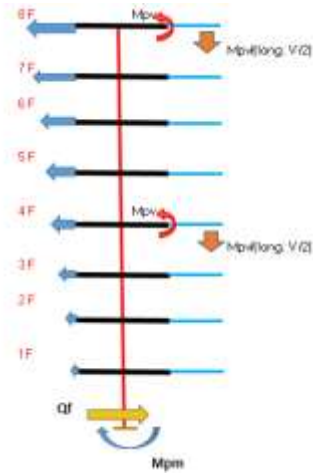
$$Q_f = 31.06 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 31.06 \text{ ton} < V_m = 62.79 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 66854.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 441.16 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$441.16 \text{ ton} + 79.47 \text{ ton} = 520 \text{ F}$$

$$0.05 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

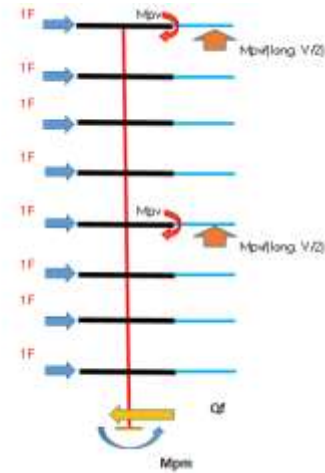
$$Q_f = 30.62 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 30.62 \text{ ton} < V_m = 62.79 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 66854.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 441.16 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$441.16 \text{ ton} + 100.40 \text{ ton} = 542 \text{ F}$$

$$5.01 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

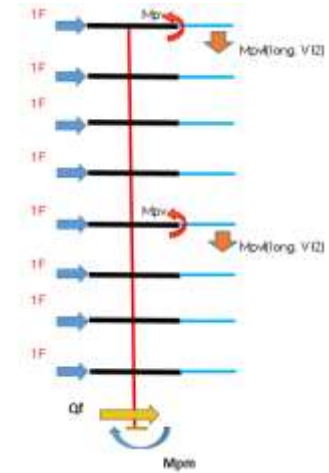
$$Q_f = 40.11 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 40.11 \text{ ton} < V_m = 62.79 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 66854.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 441.16 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$441.16 \text{ ton} + 79.47 \text{ ton} = 520 \text{ F}$$

$$4.02 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

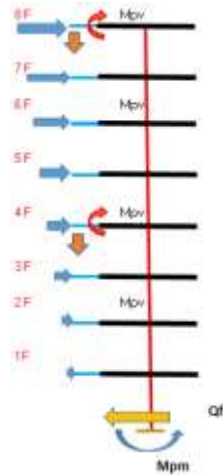
$$Q_f = 38.56 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 38.56 \text{ ton} < V_m = 62.79 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y2


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50148.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 399.12 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$399.12 \text{ ton} + \frac{106.16 \text{ ton}}{0.83 \text{ ton}} = 512 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

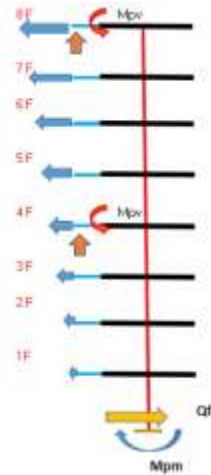
$$\begin{aligned} C_f &= 36 F \\ Q_f &= 29.72 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 29.72 \text{ ton} < V_m = 69.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 95424.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 22.27 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 638.18 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$638.18 \text{ ton} + \frac{84.03 \text{ ton}}{1.13 \text{ ton}} = 512 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

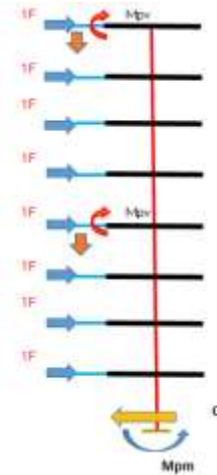
$$\begin{aligned} C_f &= 36 F \\ Q_f &= 48.94 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 48.94 \text{ ton} < V_m = 69.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 50148.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 11.71 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 399.12 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$399.12 \text{ ton} + \frac{106.16 \text{ ton}}{4.68 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

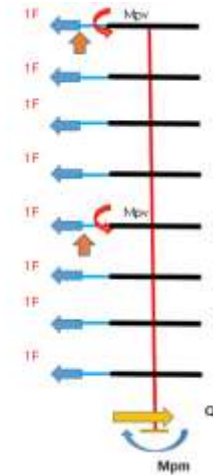
$$\begin{aligned} C_f &= 8 F \\ Q_f &= 37.43 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 37.43 \text{ ton} < V_m = 69.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 95424.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 22.27 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 638.18 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$638.18 \text{ ton} + \frac{84.03 \text{ ton}}{6.43 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

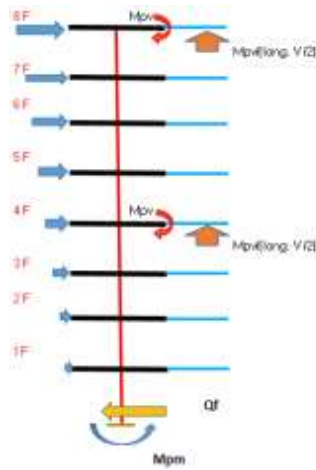
$$\begin{aligned} C_f &= 8 F \\ Q_f &= 51.42 \text{ ton} \end{aligned}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 51.42 \text{ ton} < V_m = 69.16 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y3


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 6684.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 470.82 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$470.82 \text{ ton} + 100.40 \text{ ton} = 572 F$$

$$0.93 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

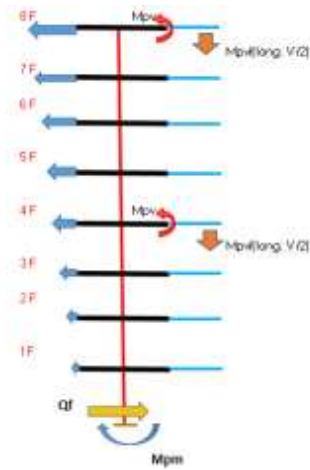
$$Q_f = 33.60 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 33.60 \text{ ton} < V_m = 71.86 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 6684.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 470.82 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$470.82 \text{ ton} + 75.47 \text{ ton} = 512 F$$

$$0.90 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

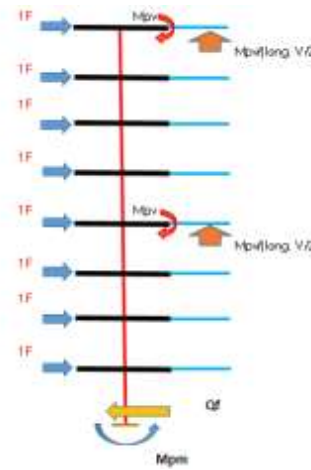
$$Q_f = 32.37 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 32.37 \text{ ton} < V_m = 71.86 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 6684.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 470.82 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$470.82 \text{ ton} + 100.40 \text{ ton} = 108 F$$

$$5.29 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

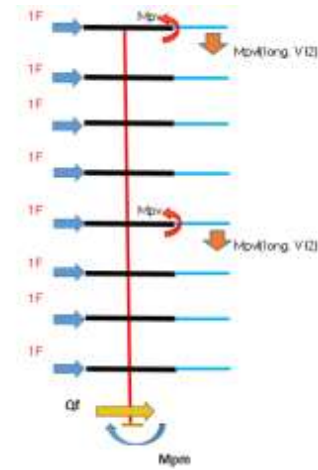
$$Q_f = 42.31 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 42.31 \text{ ton} < V_m = 71.86 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 6684.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 15.61 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 470.82 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$470.82 \text{ ton} + 75.47 \text{ ton} = 108 F$$

$$5.10 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

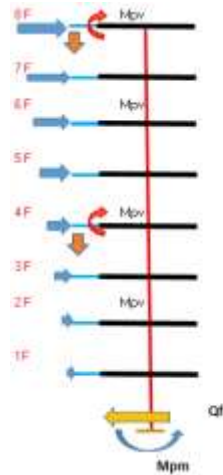
$$Q_f = 40.76 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 40.76 \text{ ton} < V_m = 71.86 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y4

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 50148.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284.7 \text{ kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g (L - x) / 2$$

$$M_{pm} = 430.61 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$430.61 \text{ ton} + \frac{106.36 \text{ ton}}{0.88} = 512 \text{ F}$$

$$Q_f = 512 \text{ F}$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

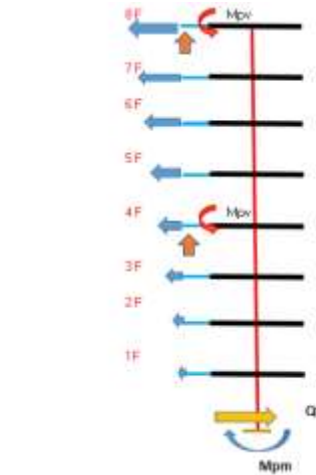
$$Q_f = 31.57 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 31.57 \text{ ton} < V_m = 81.56 \text{ ton}$$

falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 77968.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284.7 \text{ kg}$$

$$X = 16.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g (L - x) / 2$$

$$M_{pm} = 530.74 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$530.74 \text{ ton} + \frac{84.03 \text{ ton}}{1.00} = 612 \text{ F}$$

$$Q_f = 612 \text{ F}$$

$$Q_f = 36 \text{ F}$$

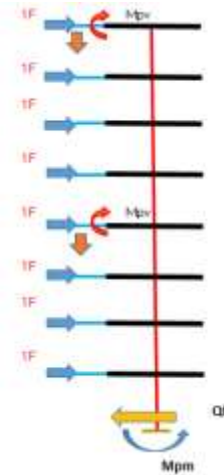
$$Q_f = 36.36 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 36.36 \text{ ton} < V_m = 81.56 \text{ ton}$$

falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 50148.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284.7 \text{ kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g (L - x) / 2$$

$$M_{pm} = 430.61 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$430.61 \text{ ton} + \frac{106.36 \text{ ton}}{4.97} = 108 \text{ F}$$

$$Q_f = 108 \text{ F}$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

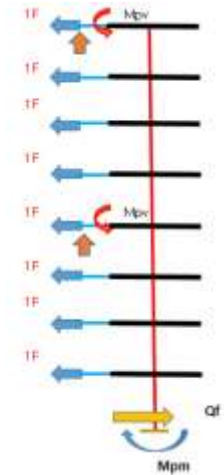
$$Q_f = 39.76 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 39.76 \text{ ton} < V_m = 81.56 \text{ ton}$$

falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$T = 77968.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284.7 \text{ kg}$$

$$X = 16.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g (L - x) / 2$$

$$M_{pm} = 530.74 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$530.74 \text{ ton} + \frac{84.03 \text{ ton}}{5.63} = 109 \text{ F}$$

$$Q_f = 109 \text{ F}$$

$$Q_f = 8 \text{ F}$$

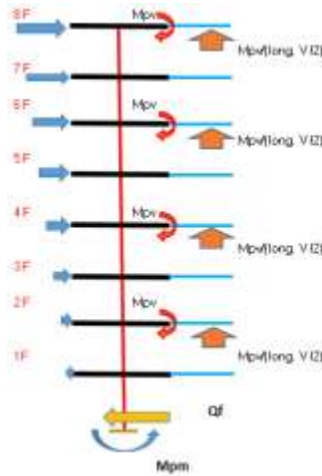
$$Q_f = 45.54 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 45.54 \text{ ton} < V_m = 81.56 \text{ ton}$$

falla a flexion

MURO Y5


Calculo la longitud del bloque de compresiones:

$$\begin{aligned} T &= 2872.0 \text{ kg} \\ C &= 4294 \text{ X kg} \\ X &= 5.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + Pg(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 41.64 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{l} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$41.64 \text{ ton} + \frac{109.75 \text{ ton}}{0.25 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Qf = 121 F$$

$$Qf = 36 F$$

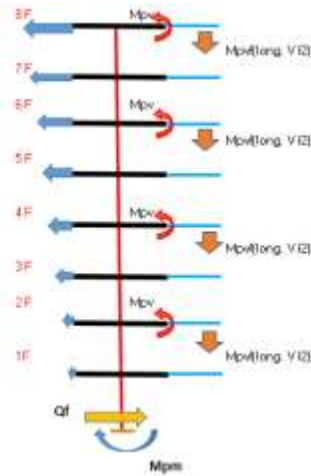
$$Qf = 8.91 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Qf = 8.91 \text{ ton} < V_m = 15.39 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones:

$$\begin{aligned} T &= 2872.0 \text{ kg} \\ C &= 4294 \text{ X kg} \\ X &= 5.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + Pg(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 41.64 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{l} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$41.64 \text{ ton} + \frac{86.87 \text{ ton}}{0.21 \text{ ton}} = 512 F$$

$$Qf = 121 F$$

$$Qf = 36 F$$

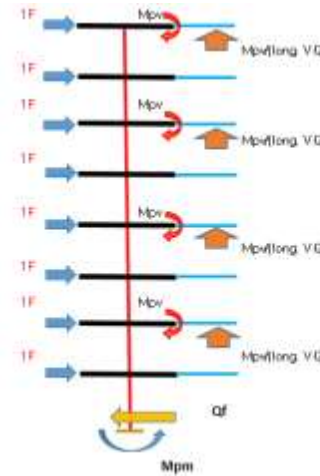
$$Qf = 7.56 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Qf = 7.56 \text{ ton} < V_m = 15.39 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones:

$$\begin{aligned} T &= 2872.0 \text{ kg} \\ C &= 4294 \text{ X kg} \\ X &= 5.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + Pg(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 41.64 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{l} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$41.64 \text{ ton} + \frac{109.75 \text{ ton}}{1.40 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Qf = 121 F$$

$$Qf = 8 F$$

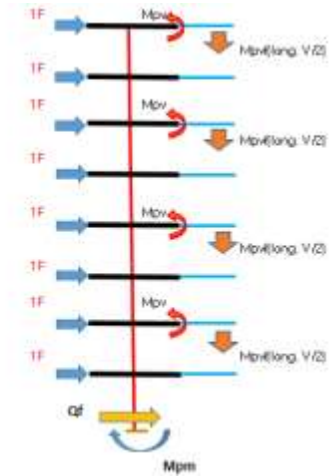
$$Qf = 11.21 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Qf = 11.21 \text{ ton} < V_m = 15.39 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones:

$$\begin{aligned} T &= 2872.0 \text{ kg} \\ C &= 4294 \text{ X kg} \\ X &= 5.06 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = Ax \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + Pg(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 41.64 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{l} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$41.64 \text{ ton} + \frac{86.87 \text{ ton}}{1.19 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Qf = 121 F$$

$$Qf = 8 F$$

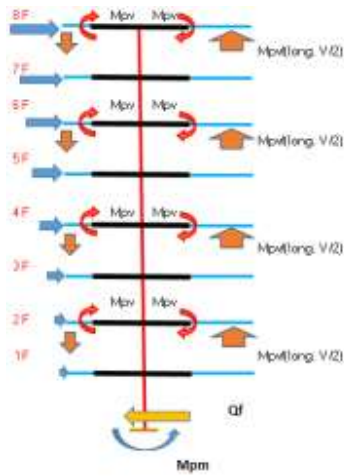
$$Qf = 9.52 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Qf < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Qf = 9.52 \text{ ton} < V_m = 15.39 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y6


Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4294 \times \text{kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 132.84 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_u + \sum \frac{M_{pv}}{l} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$132.84 \text{ ton} + 259.48 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.64 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

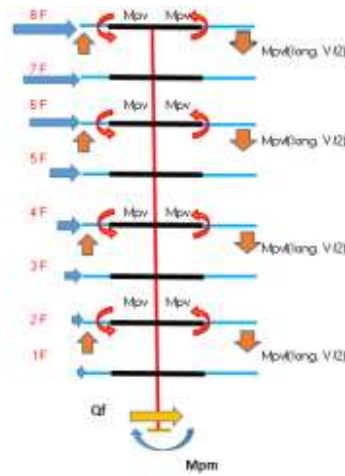
$$Q_f = 23.08 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 23.08 \text{ ton} < V_m = 45.23 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4294 \times \text{kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 132.84 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_u + \sum \frac{M_{pv}}{l} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$132.84 \text{ ton} + 251.95 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.63 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

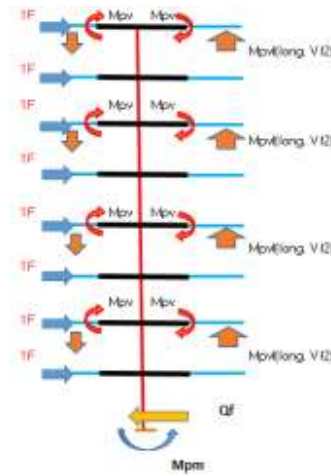
$$Q_f = 22.61 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 22.61 \text{ ton} < V_m = 45.23 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4294 \times \text{kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 132.84 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_u + \sum \frac{M_{pv}}{l} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$132.84 \text{ ton} + 259.48 \text{ ton} = 108 F$$

$$3.63 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

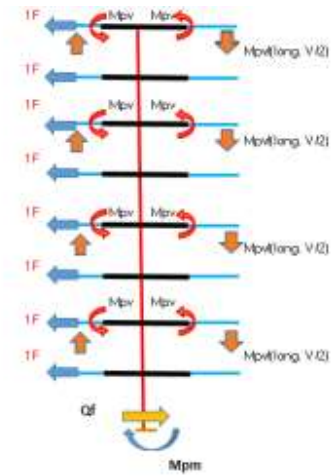
$$Q_f = 29.06 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 29.06 \text{ ton} < V_m = 45.23 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 32508.0 \text{ kg}$
 $C = 4294 \times \text{kg}$
 $X = 7.59 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 132.84 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$N_u + \sum \frac{M_{pv}}{l} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$132.84 \text{ ton} + 251.95 \text{ ton} = 108 F$$

$$3.96 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

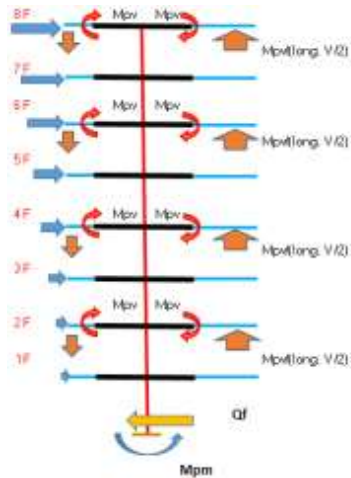
$$Q_f = 28.47 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 28.47 \text{ ton} < V_m = 45.23 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y7


Calculo la longitud del bloque de compresiones
 T = 66864.0 kg
 C = 4204 X kg
 X = 15.61 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 108.42 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$108.42 \text{ ton} + 168.85 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.45 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

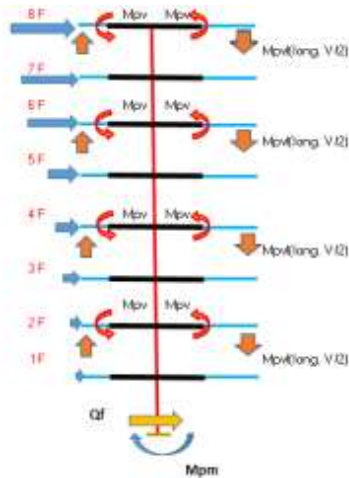
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 16.31 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 16.31 ton < Vm= 23.30 ton
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 T = 66864.0 kg
 C = 4204 X kg
 X = 15.61 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 108.42 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$108.42 \text{ ton} + 167.57 \text{ ton} = 612 F$$

$$0.45 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

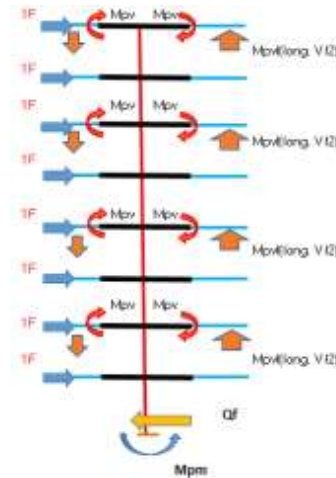
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 16.23 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 16.23 ton < Vm= 23.30 ton
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 T = 66864.0 kg
 C = 4204 X kg
 X = 15.61 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 108.42 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$108.42 \text{ ton} + 168.85 \text{ ton} = 108 F$$

$$2.57 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

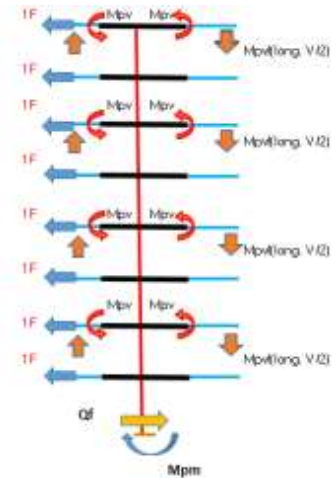
$$Q_f = 8 F$$

$$Q_f = 20.54 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 20.54 ton < Vm= 23.30 ton
Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 T = 66864.0 kg
 C = 4204 X kg
 X = 15.61 cm

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 108.42 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pr}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$108.42 \text{ ton} + 167.57 \text{ ton} = 108 F$$

$$2.56 \text{ ton} = F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

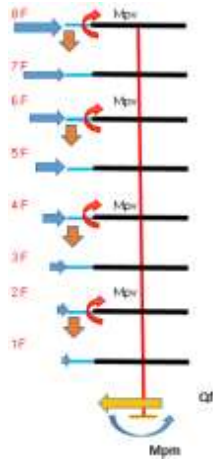
$$Q_f = 8 F$$

$$Q_f = 20.44 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

Qf= 20.44 ton < Vm= 23.30 ton
Falla a flexion

MURO Y8

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 6684.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 15.61 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 210.08 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$210.08 \text{ ton} + \frac{135.41 \text{ ton}}{0.56 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

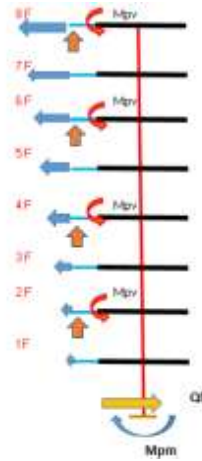
$$Q_f = 20.32 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 20.32 \text{ ton} < V_m = 36.98 \text{ ton}$$

Falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32938.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 132.87 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$132.87 \text{ ton} + \frac{107.19 \text{ ton}}{0.39 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

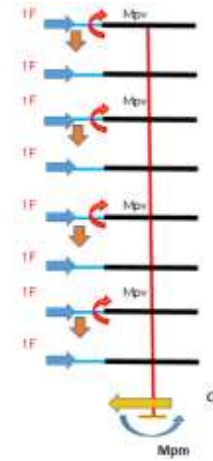
$$Q_f = 14.12 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 14.12 \text{ ton} < V_m = 36.98 \text{ ton}$$

Falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 6684.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 15.61 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 210.08 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$210.08 \text{ ton} + \frac{135.41 \text{ ton}}{3.20 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

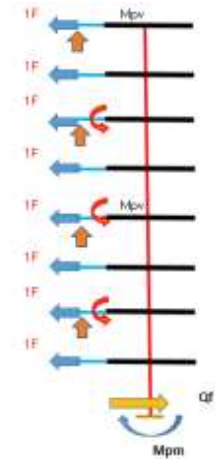
$$Q_f = 25.59 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 25.59 \text{ ton} < V_m = 36.98 \text{ ton}$$

Falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32938.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 132.87 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \Sigma F_i \cdot h_i$$

$$132.87 \text{ ton} + \frac{107.19 \text{ ton}}{2.22 \text{ ton}} = 108 F$$

$$Q_f = \Sigma F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

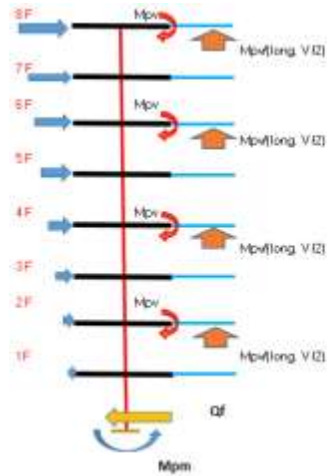
$$Q_f = 17.78 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 17.78 \text{ ton} < V_m = 36.98 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y9

Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32938.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_z \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 112.65 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$112.65 \text{ ton} + 120.47 \text{ ton} = 612 \text{ F}$$

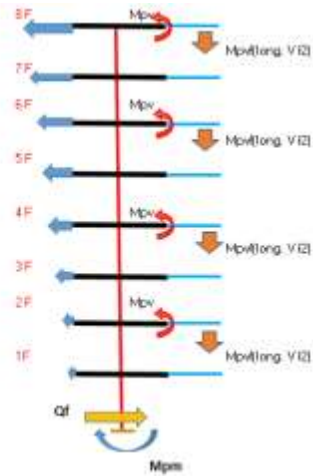
$$Q_f = 36 \text{ F}$$

$$Q_f = 13.71 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f = 13.71 \text{ ton} < V_m = 25.47 \text{ ton}$$

Falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32938.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_z \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 112.65 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$112.65 \text{ ton} + 95.36 \text{ ton} = 612 \text{ F}$$

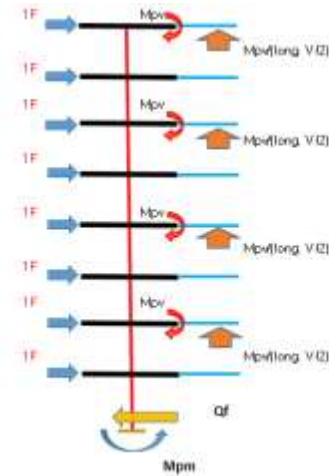
$$Q_f = 36 \text{ F}$$

$$Q_f = 12.24 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f = 12.24 \text{ ton} < V_m = 25.47 \text{ ton}$$

Falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32938.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_z \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 112.65 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$112.65 \text{ ton} + 120.47 \text{ ton} = 108 \text{ F}$$

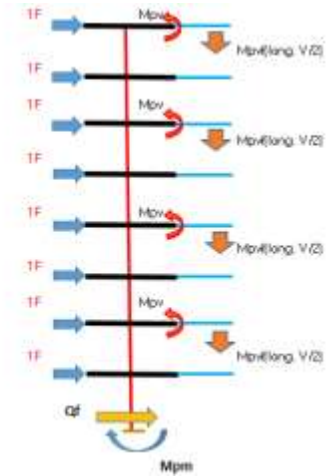
$$Q_f = 8 \text{ F}$$

$$Q_f = 17.27 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f = 17.27 \text{ ton} < V_m = 25.47 \text{ ton}$$

Falla a flexion


Calculo la longitud del bloque de compresiones

$$\begin{aligned} T &= 32938.0 \text{ kg} \\ C &= 4284 \times \text{kg} \\ X &= 7.59 \text{ cm} \end{aligned}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_z \cdot F \cdot y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 112.65 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$112.65 \text{ ton} + 95.36 \text{ ton} = 108 \text{ F}$$

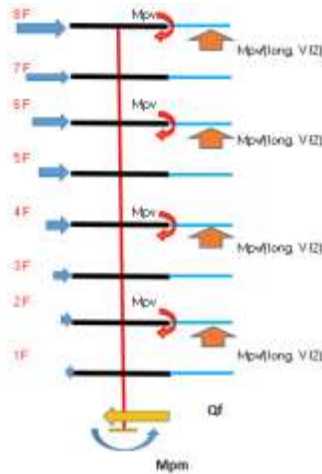
$$Q_f = 8 \text{ F}$$

$$Q_f = 15.41 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f = 15.41 \text{ ton} < V_m = 25.47 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y11


Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 50148.0 \text{ kg}$
 $C = 4294.4 \text{ kg}$
 $X = 11.71 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_c \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 162.58 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$162.58 \text{ ton} + 120.47 \text{ ton} = 612 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

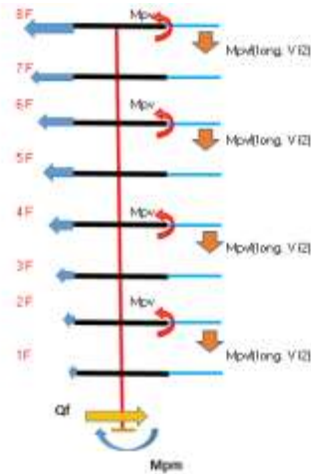
$$Q_f = 16.65 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 16.65 \text{ ton} < V_m = 47.00 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 50148.0 \text{ kg}$
 $C = 4294.4 \text{ kg}$
 $X = 11.71 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_c \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 162.58 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$162.58 \text{ ton} + 95.36 \text{ ton} = 512 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

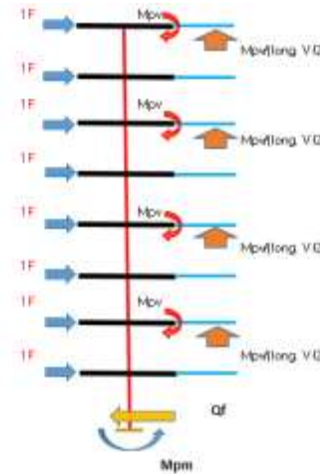
$$Q_f = 15.17 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 15.17 \text{ ton} < V_m = 47.00 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 50148.0 \text{ kg}$
 $C = 4294.4 \text{ kg}$
 $X = 11.71 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_c \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 162.58 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$162.58 \text{ ton} + 120.47 \text{ ton} = 108 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

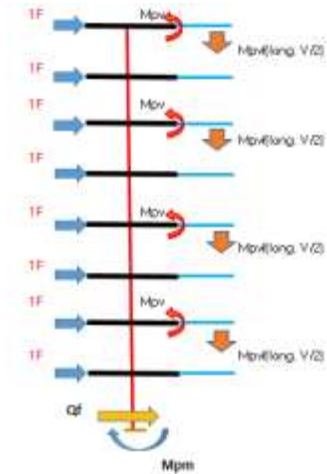
$$Q_f = 20.97 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 20.97 \text{ ton} < V_m = 47.00 \text{ ton}$$

Falla a flexion



Calculo la longitud del bloque de compresiones
 $T = 50148.0 \text{ kg}$
 $C = 4294.4 \text{ kg}$
 $X = 11.71 \text{ cm}$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_c \cdot F_y \left(d - \frac{x}{2} \right) + P_g(L - x)/2$$

Mpm = 162.58 Ton-m

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{b} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$162.58 \text{ ton} + 95.36 \text{ ton} = 108 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 36 F$$

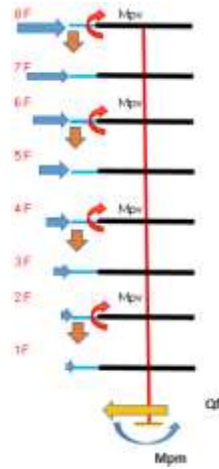
$$Q_f = 19.11 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 19.11 \text{ ton} < V_m = 47.00 \text{ ton}$$

Falla a flexion

MURO Y13

Calculo la longitud del bloque de compresion:

$$T = 5040.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 232.29 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$232.29 \text{ ton} + \frac{079.64 \text{ ton}}{0.67 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

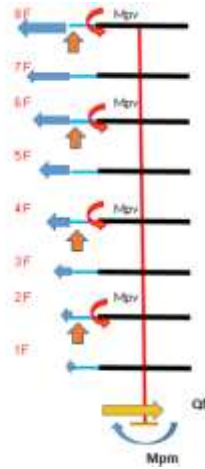
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 24.23 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 24.23 \text{ ton} < V_m = 39.13 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresion:

$$T = 5040.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 232.29 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$232.29 \text{ ton} + \frac{142.19 \text{ ton}}{0.67 \text{ ton}} = 612 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

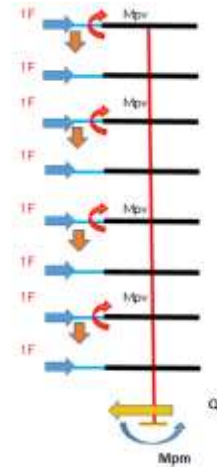
$$Q_f = 36 F$$

$$Q_f = 22.03 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 22.03 \text{ ton} < V_m = 39.13 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresion:

$$T = 5040.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 232.29 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$232.29 \text{ ton} + \frac{179.64 \text{ ton}}{3.07 \text{ ton}} = 106 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

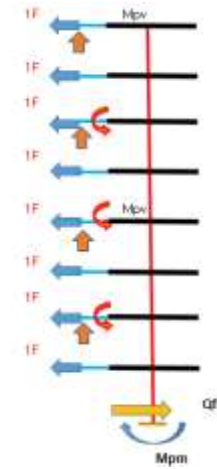
$$Q_f = 8 F$$

$$Q_f = 30.51 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 30.51 \text{ ton} < V_m = 39.13 \text{ ton}$$

Falla a flexion

Calculo la longitud del bloque de compresion:

$$T = 5040.0 \text{ kg}$$

$$C = 4284 \times \text{kg}$$

$$X = 11.71 \text{ cm}$$

Calculo de Momento plastico del Muro (Mpm)

$$M_{pm} = A_s \cdot F_y \cdot \left(d - \frac{x}{2}\right) + P_g(L - x)/2$$

$$M_{pm} = 232.29 \text{ Ton-m}$$

Calculo de Cortante plastico a flexion

$$M_n + \sum \frac{M_{pv}}{h} = \sum F_i \cdot h_i$$

$$232.29 \text{ ton} + \frac{142.19 \text{ ton}}{3.47 \text{ ton}} = 106 F$$

$$Q_f = \sum F_i$$

$$Q_f = 8 F$$

$$Q_f = 27.74 \text{ ton}$$

Prediccion del tipo de falla

$$Q_f < V_m \text{ (falla a flexion)}$$

$$Q_f = 27.74 \text{ ton} < V_m = 39.13 \text{ ton}$$

Falla a flexion

ANEXO 9:

Resultados del diagrama momento vs curvatura con el programa Xtract 3.0.2

- Momentos de fluencia (M_y) y curvatura de fluencia (ϕ_y)
- Momento ultimo(M_u) y curvatura ultima(ϕ_u)
- Ductilidad de la sección ($\mu = \phi_u/\phi_y$)

Muro	Carga Axial	Dirección	M_y	M_u	ϕ_y	ϕ_u	$\mu = \phi_u/\phi_y$
X1	0	Positivo	134.40	176.50	0.00163	0.05048	30.91
		Negativo	41.85	57.00	0.00145	0.04809	33.17
	44.39	Positivo	153.00	194.80	0.00161	0.03930	24.41
		Negativo	68.33	82.63	0.00145	0.04852	33.46
X2	0	Positivo	223.50	298.30	0.00093	0.03050	32.80
		Negativo	120.50	166.10	0.00084	0.02950	34.95
	67.56	Positivo	300.90	368.90	0.00098	0.03137	31.98
		Negativo	195.60	239.50	0.00087	0.02980	34.33
X3	0	Positivo	39.56	53.74	0.00146	0.04810	32.95
		Negativo	57.90	78.42	0.00150	0.04885	32.57
	43.24	Positivo	63.74	76.64	0.00151	0.04978	32.97
		Negativo	82.16	99.94	0.00156	0.05035	32.28
X4	0	Positivo	149.90	199.20	0.00129	0.03600	27.91
		Negativo	149.90	199.20	0.00129	0.03600	27.91
	59.6	Positivo	203.10	247.00	0.00130	0.03700	28.46
		Negativo	203.10	247.00	0.00130	0.03700	28.46
X5	0	Positivo	58.20	79.10	0.00150	0.04890	32.60
		Negativo	58.20	79.10	0.00150	0.04890	32.60
	44.54	Positivo	86.60	103.70	0.00158	0.05060	32.03
		Negativo	86.60	103.70	0.00158	0.05060	32.03
X6	0	Positivo	164.40	216.80	0.00137	0.03640	26.57
		Negativo	164.40	216.80	0.00137	0.03640	26.57
	60.24	Positivo	218.80	261.50	0.00132	0.02770	20.98
		Negativo	218.80	261.50	0.00132	0.02770	20.98
X7	0	Positivo	134.40	176.50	0.00163	0.05048	30.91
		Negativo	41.85	57.00	0.00145	0.04809	33.17
	45.73	Positivo	159.30	198.50	0.00162	0.03690	22.78
		Negativo	74.10	89.04	0.00144	0.04870	33.82
X8	0	Positivo	223.50	298.30	0.00093	0.03050	32.80
		Negativo	120.50	166.10	0.00084	0.02950	34.95
	69.86	Positivo	310.40	379.00	0.00098	0.03080	31.43
		Negativo	206.60	250.20	0.00087	0.02987	34.18
X9	0	Positivo	168.50	222.50	0.00091	0.03020	33.19
		Negativo	95.88	129.70	0.00087	0.02980	34.25
	44.39	Positivo	242.20	296.00	0.00095	0.03090	32.53
		Negativo	170.90	202.60	0.00091	0.03030	33.30

X10(PLACA)	0	direccion X POS	1244.00	1586.00	0.00142	0.02360	16.62
		direccion X NEG	779.40	1068.00	0.00124	0.03750	30.24
	67.56	direccion Y POS	2469.00	3310.00	0.00060	0.01676	28.05
		direccion y NEG	2469.00	3310.00	0.00060	0.01676	28.05
X11	0	Positivo	98.90	126.60	0.00163	0.05090	31.23
		Negativo	42.30	57.40	0.00156	0.04900	31.41
	43.24	Positivo	126.00	156.20	0.00166	0.04590	27.65
		Negativo	76.70	88.11	0.00160	0.05070	31.69
X12	0	Positivo	310.90	420.60	0.00066	0.02140	32.42
		Negativo	310.90	420.60	0.00066	0.02140	32.42
	59.6	Positivo	457.10	560.40	0.00069	0.02190	31.74
		Negativo	457.10	560.40	0.00069	0.02190	31.74
X13	0	Positivo	547.80	744.70	0.00057	0.01700	29.82
		Negativo	547.80	744.70	0.00057	0.01700	29.82
	44.54	Positivo	834.30	1002.00	0.00059	0.01783	30.22
		Negativo	834.30	1002.00	0.00059	0.01783	30.22
X14	0	Positivo	102.30	134.30	0.00159	0.05090	32.01
		Negativo	40.97	54.99	0.00149	0.04830	32.42
	60.24	Positivo	127.20	157.90	0.00163	0.04890	29.94
		Negativo	67.69	81.55	0.00147	0.04900	33.33
X15	0	Positivo	236.20	314.90	0.00093	0.03060	32.76
		Negativo	120.30	165.40	0.00085	0.02970	34.94
	45.73	Positivo	311.40	383.80	0.00099	0.03140	31.72
		Negativo	194.90	238.60	0.00089	0.02990	33.79
X16	0	Positivo	102.80	134.90	0.00159	0.05060	31.82
		Negativo	73.90	100.20	0.00149	0.04890	32.82
	69.86	Positivo	132.70	163.00	0.00165	0.05180	31.39
		Negativo	104.90	128.50	0.00155	0.05010	32.32
X17	0	Positivo	164.00	217.00	0.00135	0.03642	26.98
		Negativo	164.00	217.00	0.00135	0.03642	26.98
	69.86	Positivo	214.50	259.80	0.00131	0.02914	22.24
		Negativo	214.50	259.80	0.00131	0.02914	22.24

Y1	0	Positivo	328.60	446.20	0.00062	0.02020	32.48
		Negativo	328.60	446.20	0.00062	0.02020	32.48
	44.39	Positivo	475.20	586.50	0.00065	0.02060	31.94
		Negativo	475.20	586.50	0.00065	0.02060	31.94
Y2	0	Positivo	328.20	442.60	0.00064	0.01890	29.53
		Negativo	676.50	911.60	0.00064	0.01935	30.28
	67.56	Positivo	495.20	604.30	0.00061	0.01910	31.11
		Negativo	818.70	1022.00	0.00065	0.01600	24.62

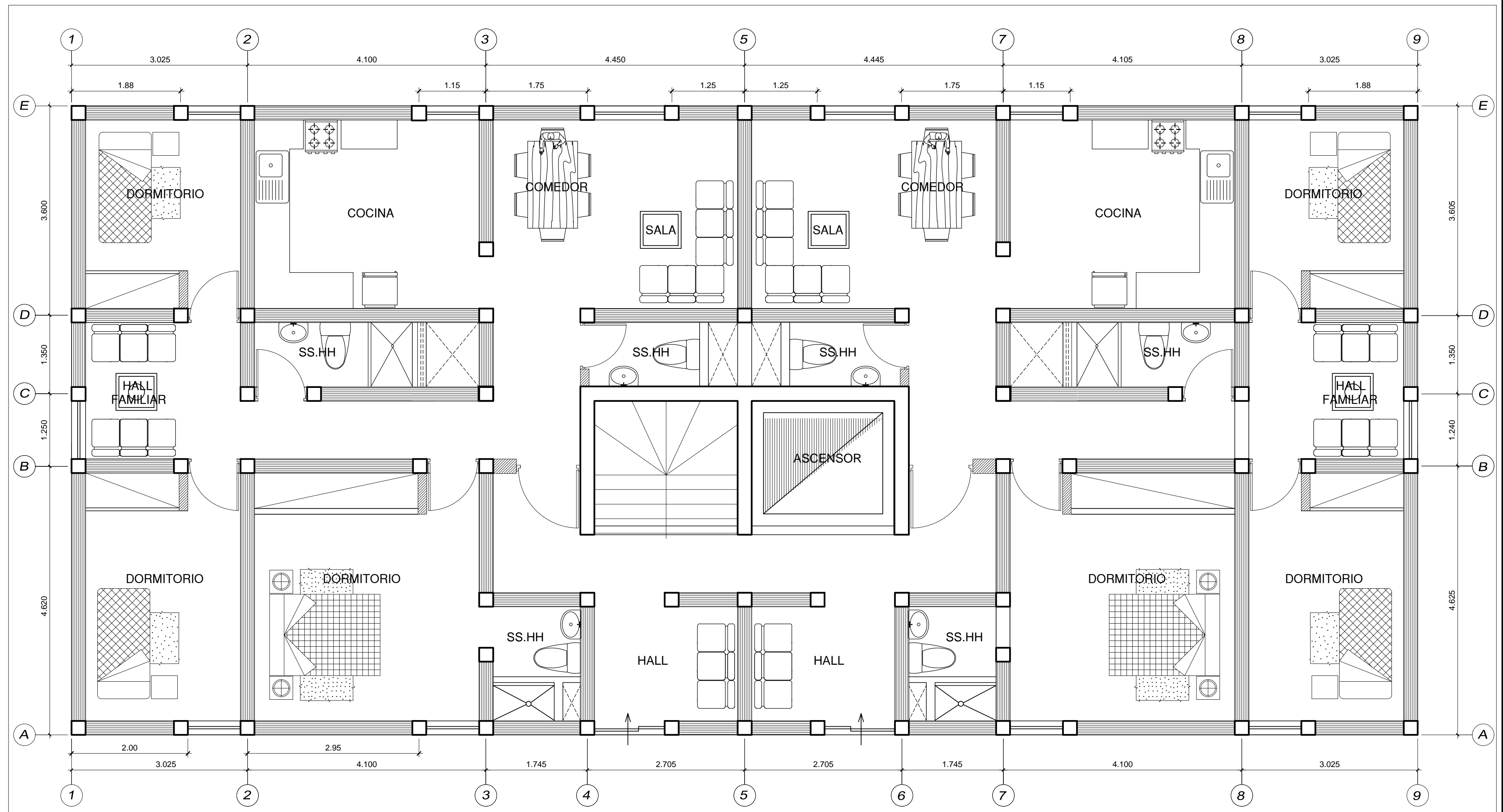
Y3	0	Positivo	328.60	446.20	0.00062	0.02020	32.48
		Negativo	328.60	446.20	0.00062	0.02020	32.48
	43.24	Positivo	515.20	624.50	0.00065	0.02075	31.92
		Negativo	515.20	624.50	0.00065	0.02075	31.92
Y4	0	Positivo	452.20	605.30	0.00065	0.01902	29.49
		Negativo	736.80	990.30	0.00066	0.01950	29.55
	59.6	Positivo	645.70	792.30	0.00063	0.01943	30.84
		Negativo	899.30	1126.00	0.00066	0.01550	23.48
Y5	0	Positivo	29.28	38.62	0.00210	0.06600	31.43
		Negativo	29.28	38.62	0.00210	0.06600	31.43
	44.54	Positivo	42.55	50.63	0.00214	0.06890	32.20
		Negativo	42.55	50.63	0.00214	0.06890	32.20
Y6	0	Positivo	75.42	100.50	0.00114	0.03790	33.25
		Negativo	75.42	100.50	0.00114	0.03790	33.25
	60.24	Positivo	134.20	157.40	0.00121	0.03920	32.40
		Negativo	134.20	157.40	0.00121	0.03920	32.40
Y7	0	Positivo	99.93	134.10	0.00207	0.05660	27.34
		Negativo	48.54	64.96	0.00194	0.06150	31.70
	45.73	Positivo	112.70	144.00	0.00210	0.04630	22.05
		Negativo	63.66	80.86	0.00193	0.06200	32.12
Y8	0	Positivo	131.20	176.20	0.00117	0.03770	32.11
		Negativo	79.75	106.70	0.00114	0.03730	32.72
	69.86	Positivo	187.80	229.00	0.00124	0.03890	31.37
		Negativo	140.50	163.80	0.00120	0.03840	32.00
Y9	0	Positivo	72.03	96.84	0.00118	0.03940	33.39
		Negativo	72.03	96.8400	0.00118	0.03940	33.39
	44.39	Positivo	112.80	136.7000	0.00123	0.04025	32.72
		Negativo	112.80	136.7000	0.00123	0.04025	32.72
Y11	0	Positivo	133.10	178.40	0.00120	0.03800	31.67
		Negativo	133.10	178.40	0.00120	0.03800	31.67
	69.86	Positivo	174.30	217.00	0.00124	0.03885	31.43
		Negativo	174.30	217.00	0.00124	0.03885	31.43
Y13	0	Positivo	193.60	262.80	0.00079	0.02590	32.78
		Negativo	193.60	262.80	0.00079	0.02590	32.78
	44.39	Positivo	299.80	364.1000	0.00083	0.02650	31.93
		Negativo	299.80	364.10	0.00083	0.02650	31.93

Vigas	Refuerzo	Dirección	My	Mu	ϕ_y	ϕ_u	$\mu = \phi_u / \phi_y$
V24x50	2Ø 1/2	Pos/Neg	4.86	5.53	0.00706	0.2369	33.56
	4Ø 1/2	Pos/Neg	8.38	10.55	0.0068	0.2257	33.19
	5Ø 1/2	Pos/Neg	10.4	12.9	0.0108	0.2133	19.75
	6Ø 1/2	Pos/Neg	12.13	15.1	0.0124	0.178	14.35
	6Ø 3/4	Pos/Neg	32.65	34.2	0.0332	0.136	4.09
V24x15	2Ø 1/2	Pos/Neg	0.92	1.06	0.0292	0.562	19.25

PLANOS



UPAO



PLANTA TIPICA 1° al 8°
ESCALA: 1/50

PROPIETARIO:
**UNIVERSIDAD
PRIVADA ANTEOR
ORREGO**

UBICACION:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

PROYECTO:
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA EDIFICACION DE
ALBAÑILERIA CONFINADA
DE 8 PISOS**

RESPONSABLE:
Br. James Paul Escamilo R.

PLANO:
ARQUITECTURA

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2017

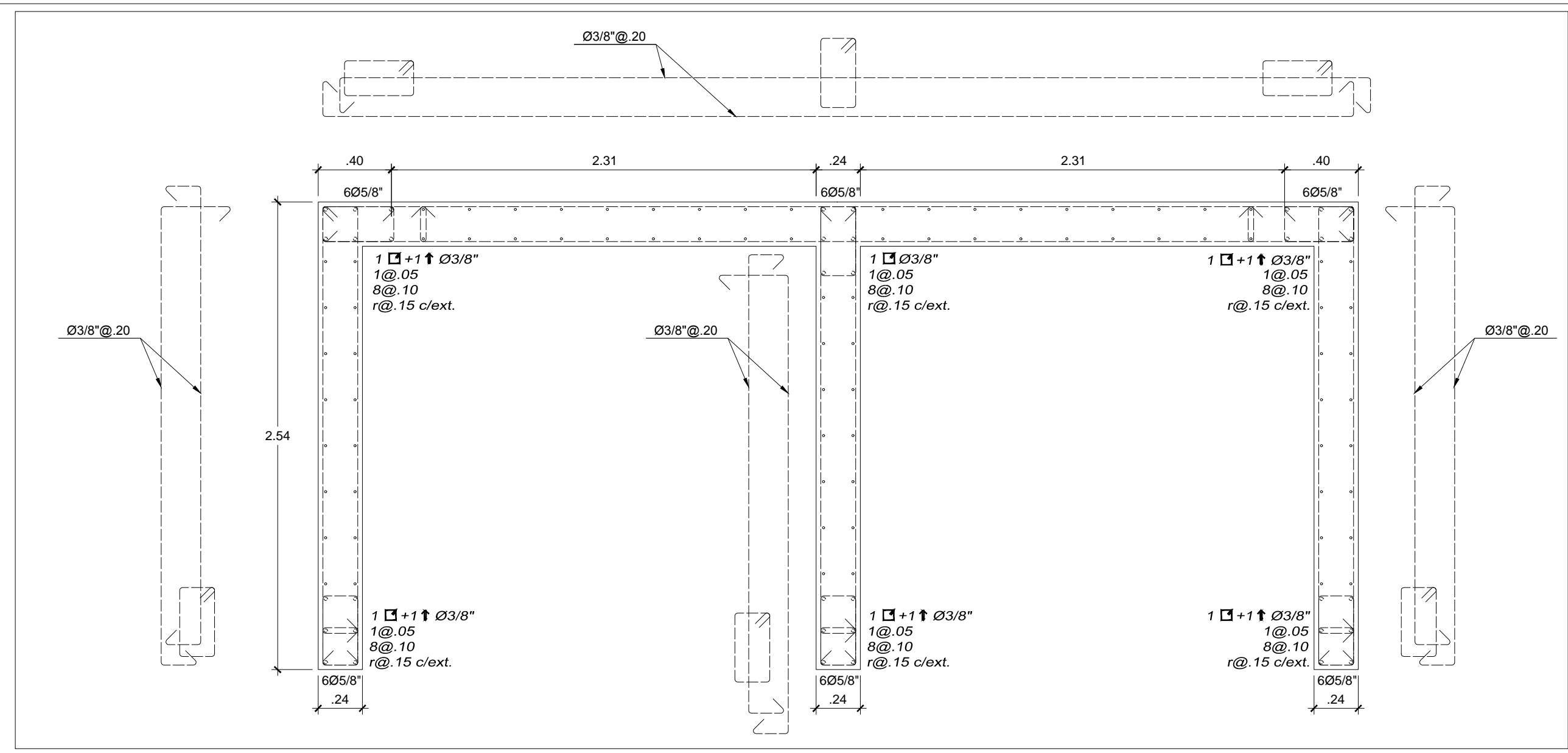
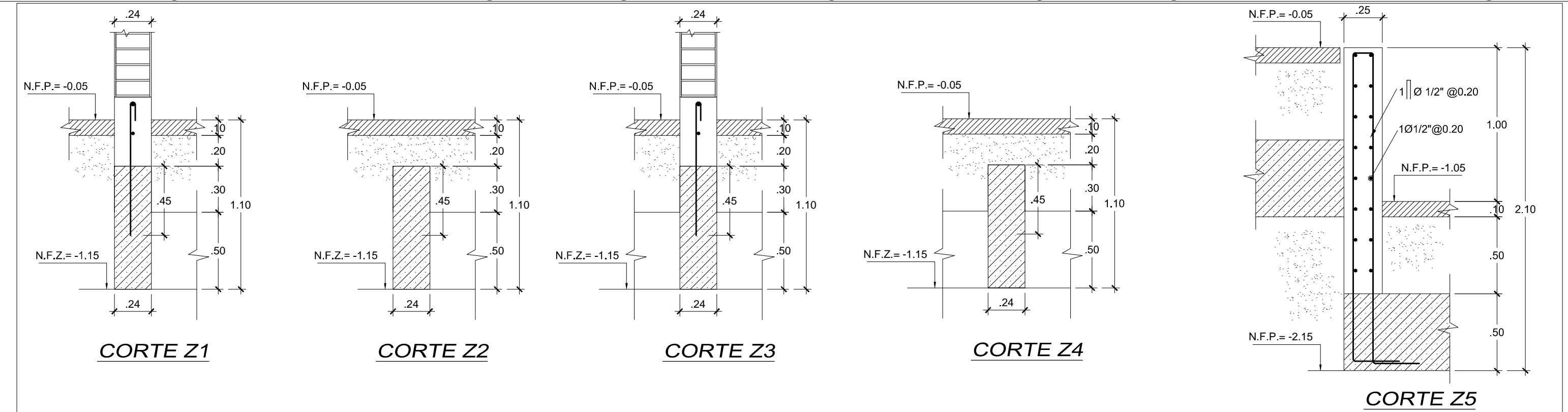
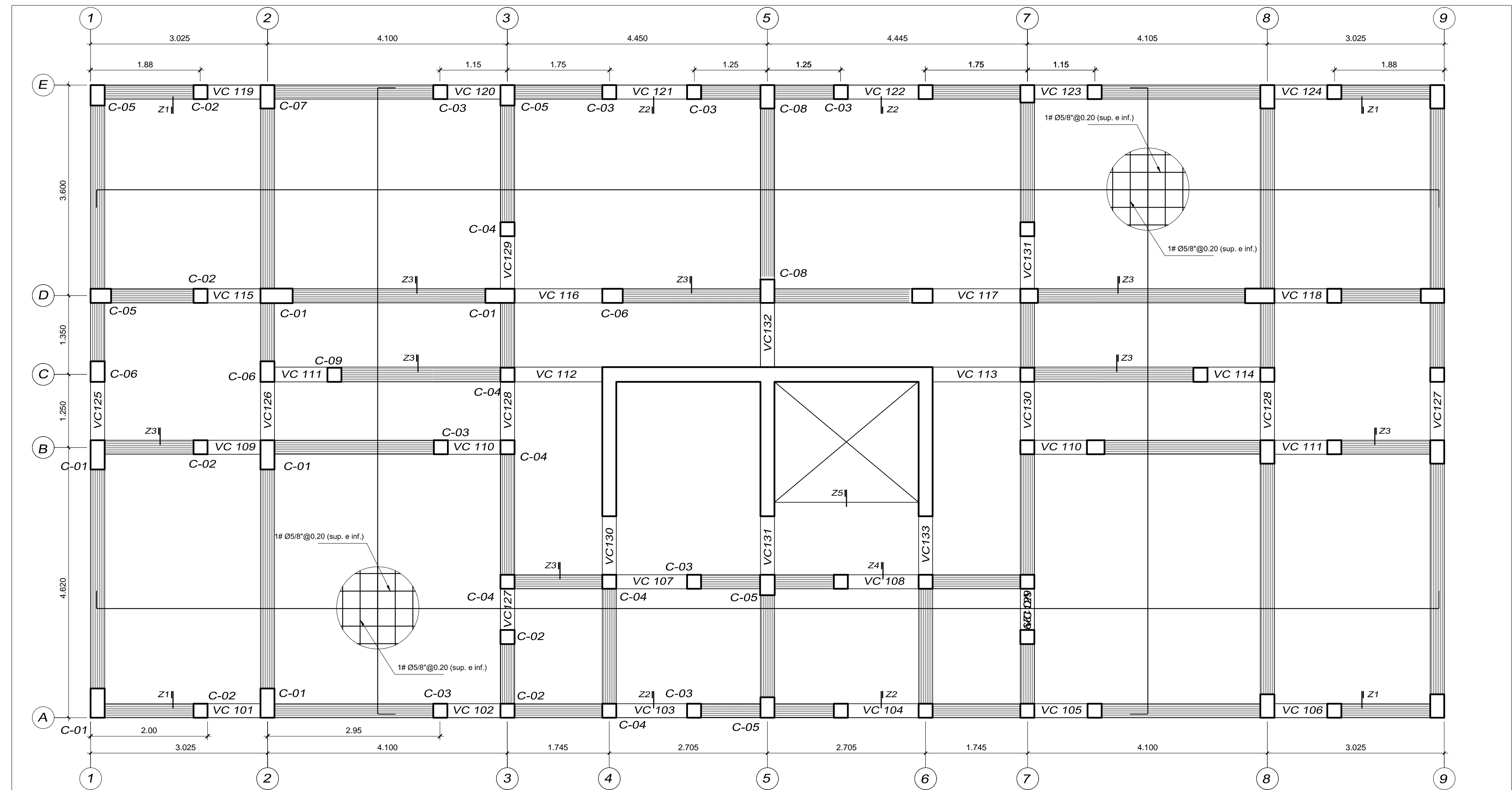
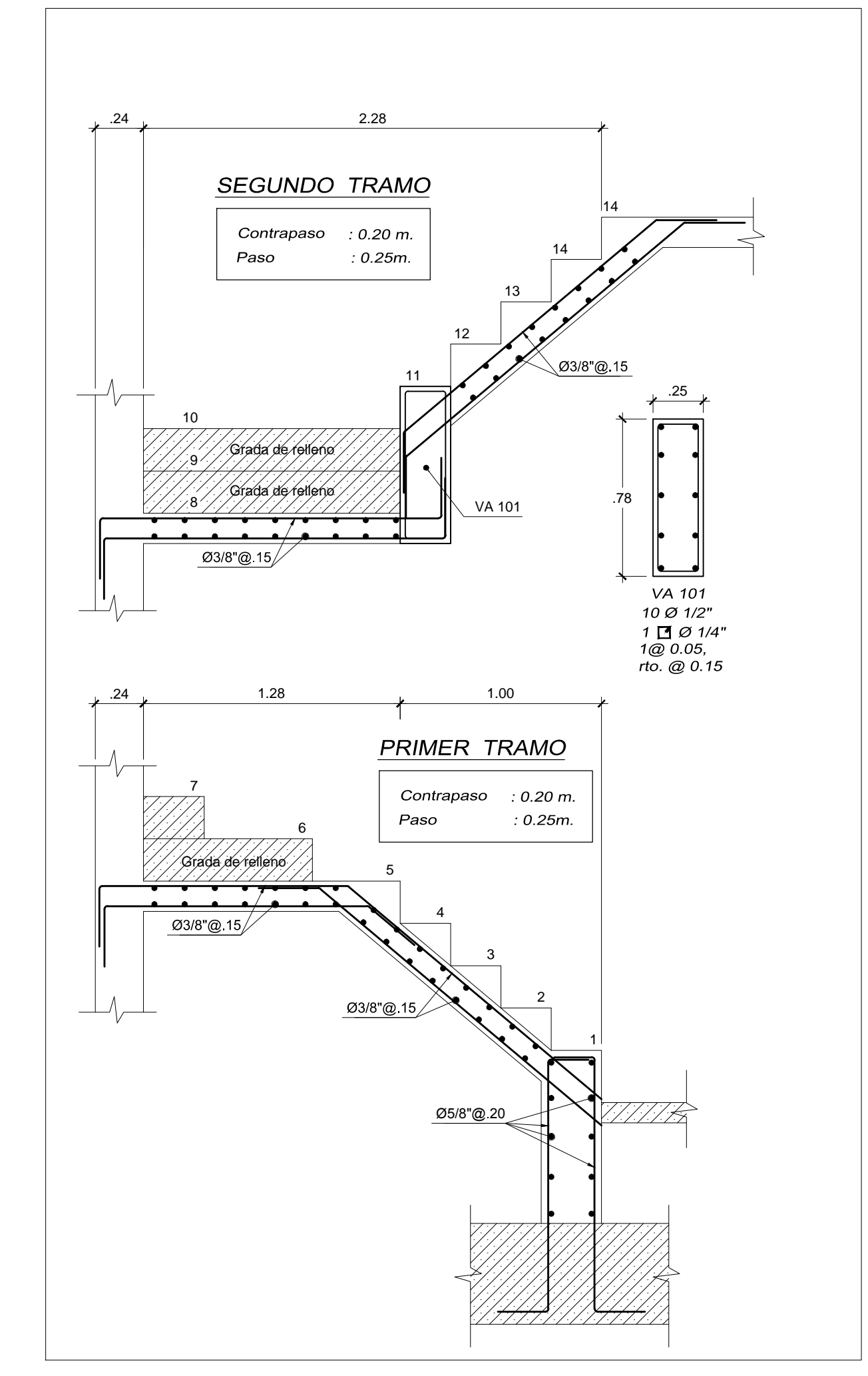
Nº DE LAMINA:

A-1



UPAO

Tipo	SECCIÓN	Refuerzo	Estribos	Recubrimiento
C-01		805/8"	1 \square \varnothing 3/8" 1@ 0.05, 10@ 0.10, rto. @ 0.20	r = 2.5 cm.
C-02		401/2"	1 \square \varnothing 8mm 1@ 0.05, 8@ 0.05, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.
C-03		401/2" 205/8"	1 \square \varnothing 3/8" 1@ 0.05, 8@ 0.05, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.
C-04		601/2"	1 \square \varnothing 8mm 1@ 0.05, 8@ 0.05, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.
C-05		605/8"	1 \square \varnothing 3/8" 1@ 0.05, 8@ 0.10, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.
C-06		803/4"	1 \square \varnothing 3/8" 1@ 0.05, 8@ 0.10, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.
C-07		603/4"	1 \square \varnothing 3/8" 1@ 0.05, 8@ 0.10, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.
C-08		605/8"	1 \square \varnothing 3/8" 1@ 0.05, 6@ 0.10, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.
C-09		605/8"	1 \square \varnothing 3/8" 1@ 0.05, 8@ 0.05, rto. @ 0.15	r = 2.5 cm.



PROPIETARIO:
UNIVERSIDAD PRIVADA ANTOR ORREGO

UBICACION:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACION DE ALBAÑILERIA CONFINADA DE 8 PISOS

RESPONSABLE:
Br. James Paul Escamilo R.

PLANO:
CIMENTACION

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2017

Nº DE LAMINA:
E-1



UPAO

PROPIETARIO:
**UNIVERSIDAD
PRIVADA ANTEOR
ORREGO**

UBICACION:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

PROYECTO:
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA EDIFICACION DE
ALBANELERIA CONFINADA
DE 8 PISOS**

RESPONSABLE:
Br. James Paul Escamillo R.

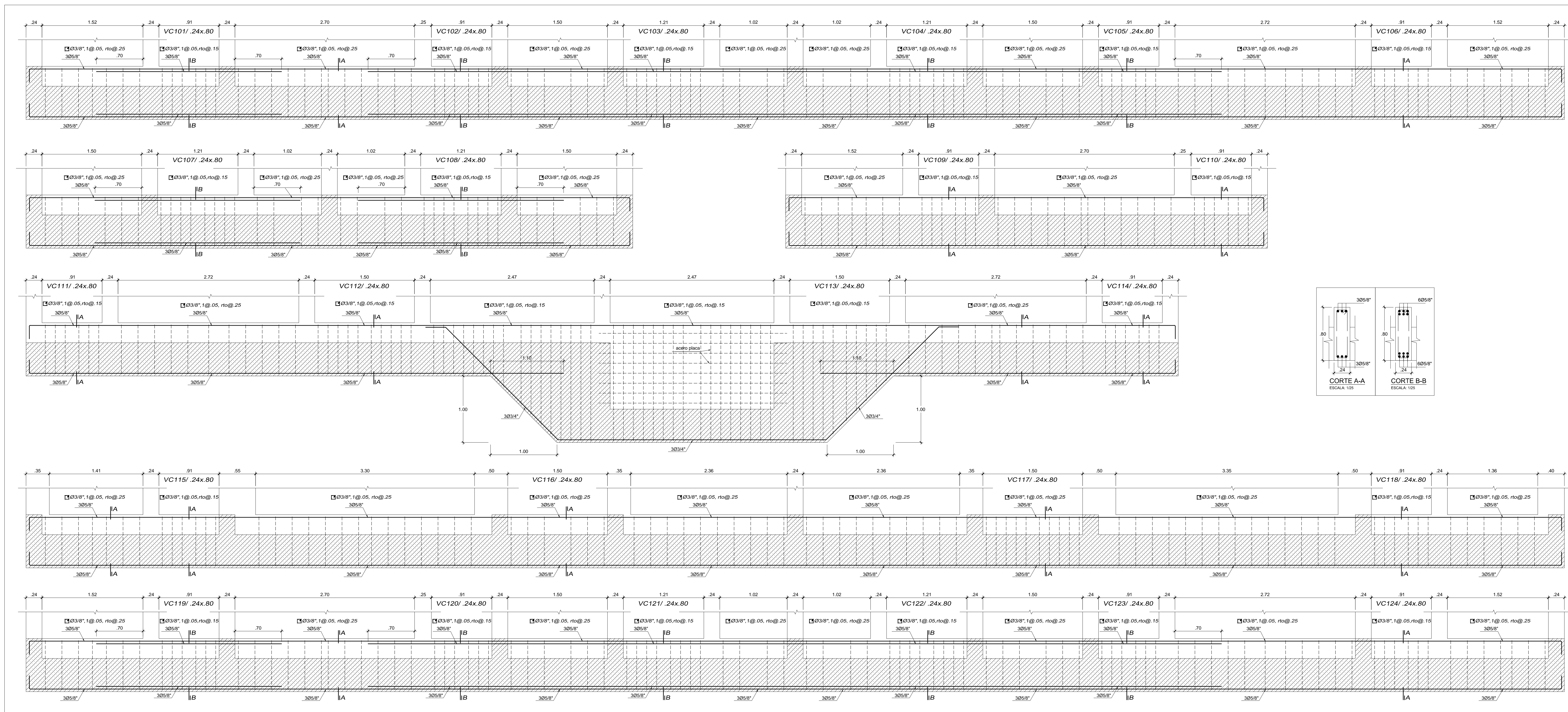
PLANO:
**VIGAS DE
CIMENTACION**

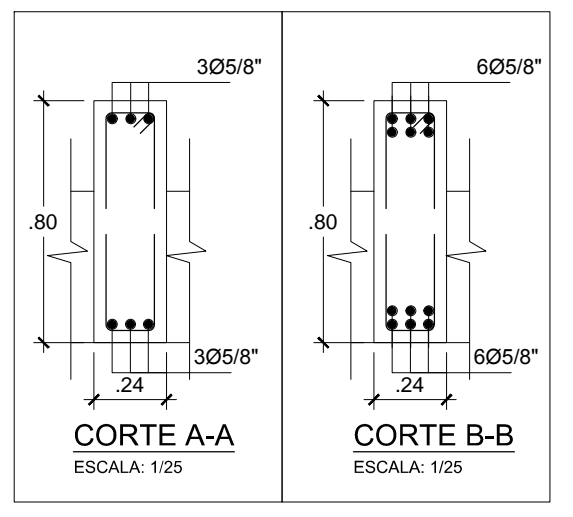
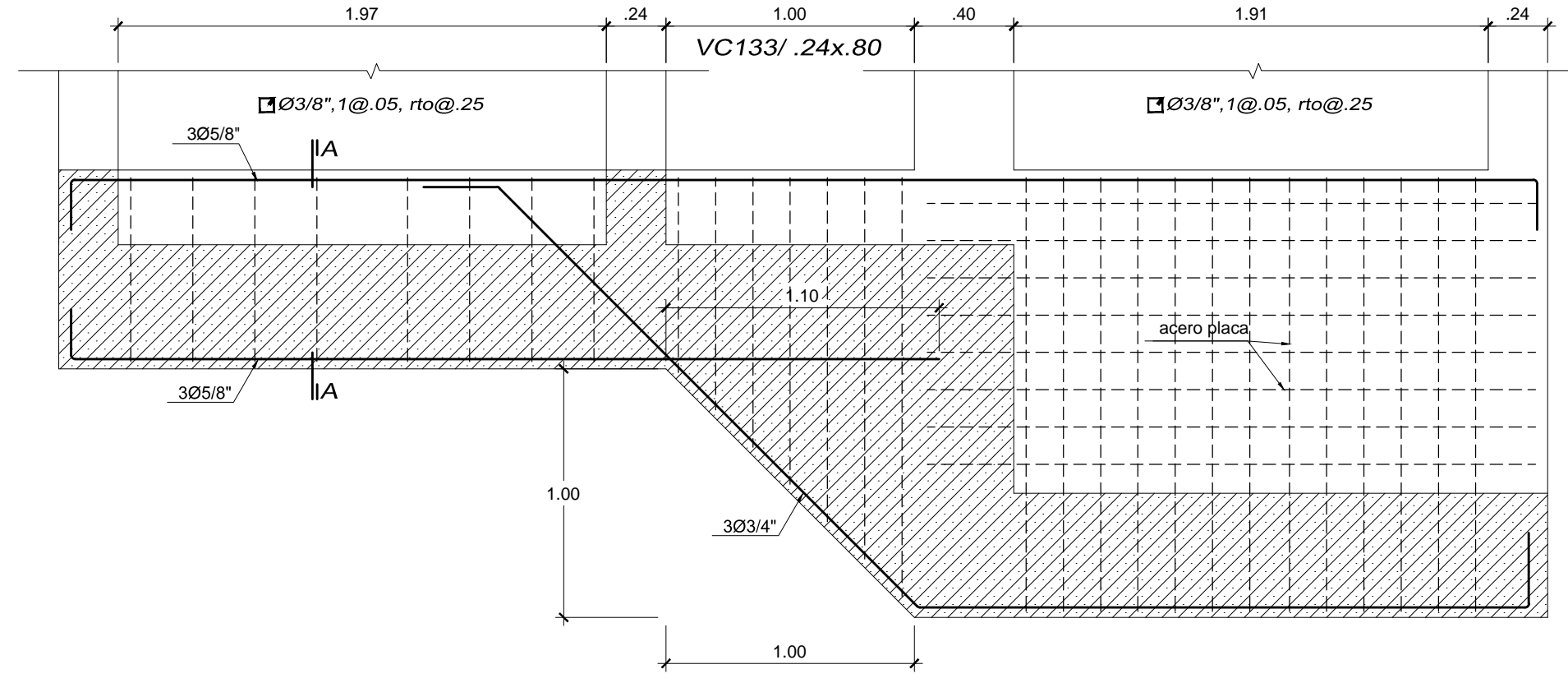
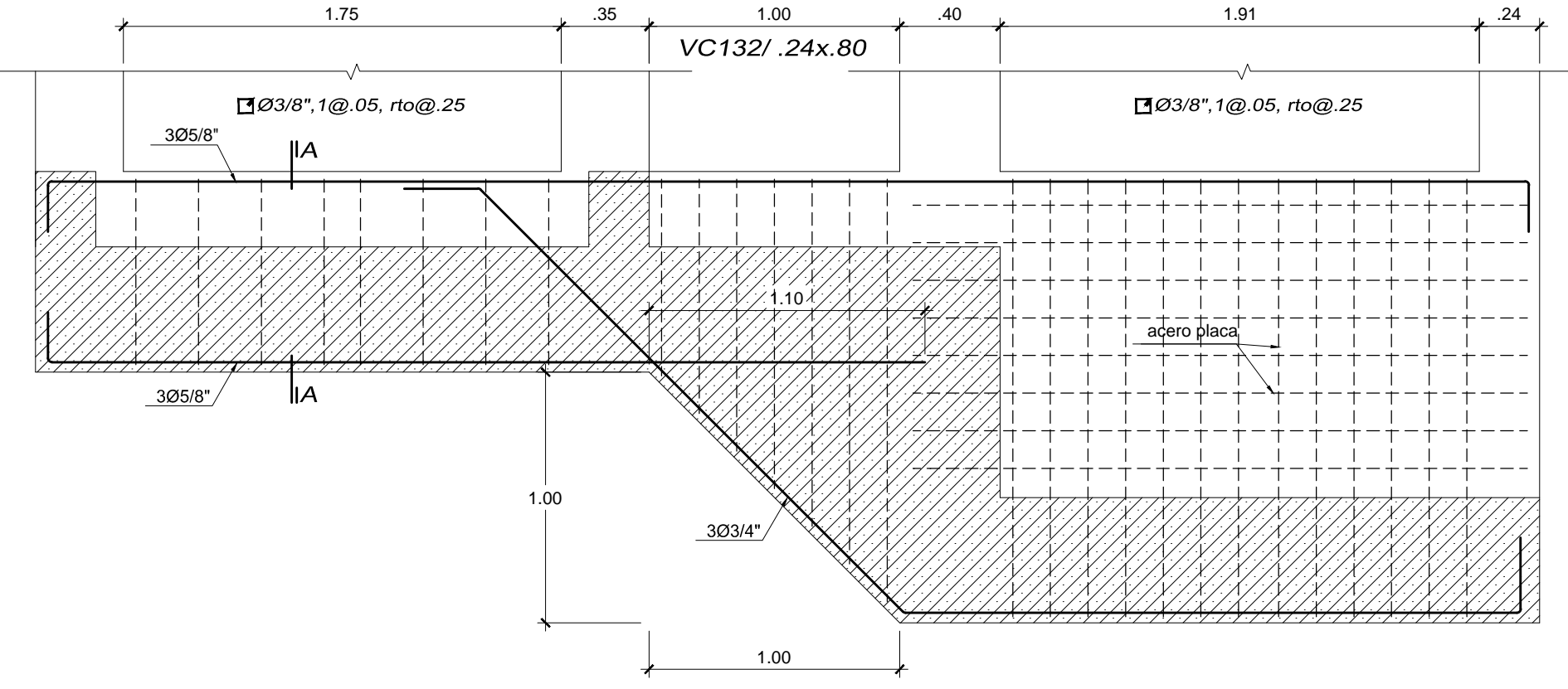
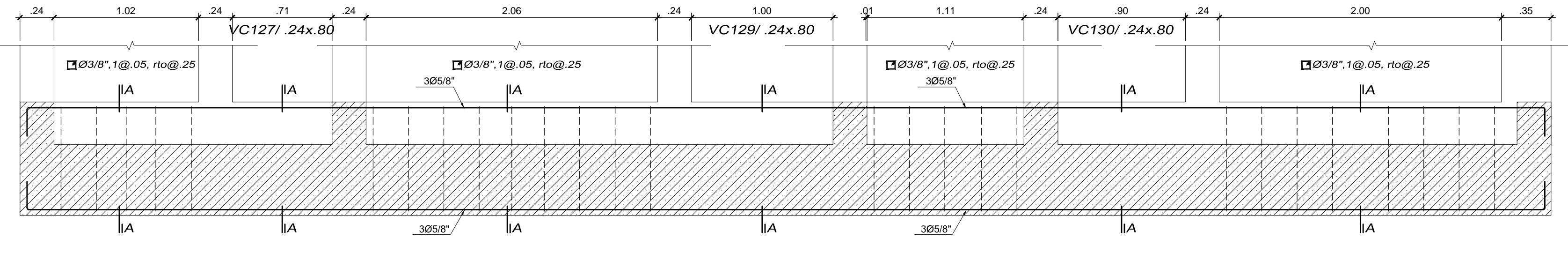
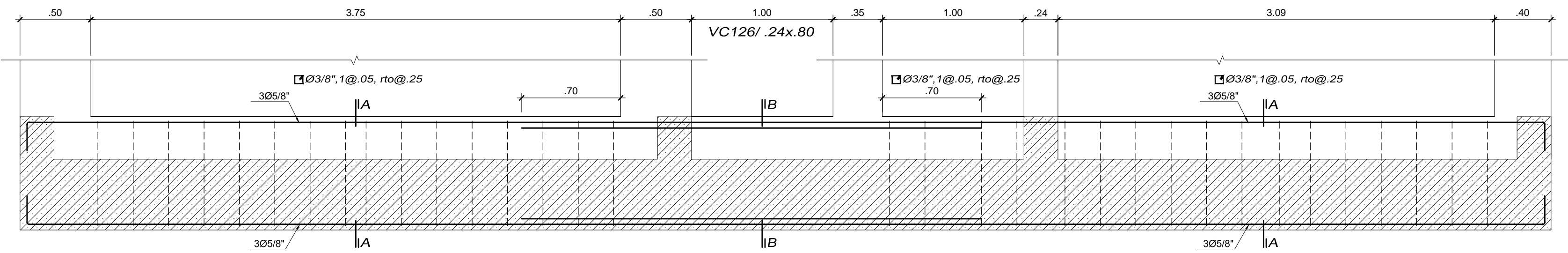
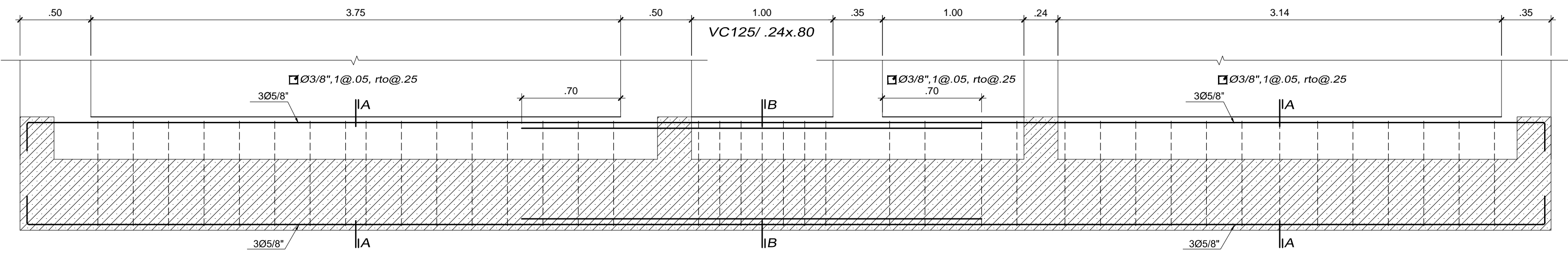
ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2017

Nº DE LAMINA:

E-2





PROPIETARIO:
**UNIVERSIDAD
PRIVADA ANTOR
ORREGO**

UBICACION:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

PROYECTO:
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA EDIFICACION DE
ALBAÑILERIA CONFINADA
DE 8 PISOS**

RESPONSABLE:
Br. James Paul Escamilo R.

PLANO:
**VIGAS DE
CIMENTACION**

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2017

Nº DE LÁMINA:
E-3



UPAO

PROPIETARIO:
**UNIVERSIDAD
PRIVADA ANTEOR
ORREGO**

UBICACION:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

PROYECTO:
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA EDIFICACION DE
ALBAÑILERIA CONFINADA
DE 8 PISOS**

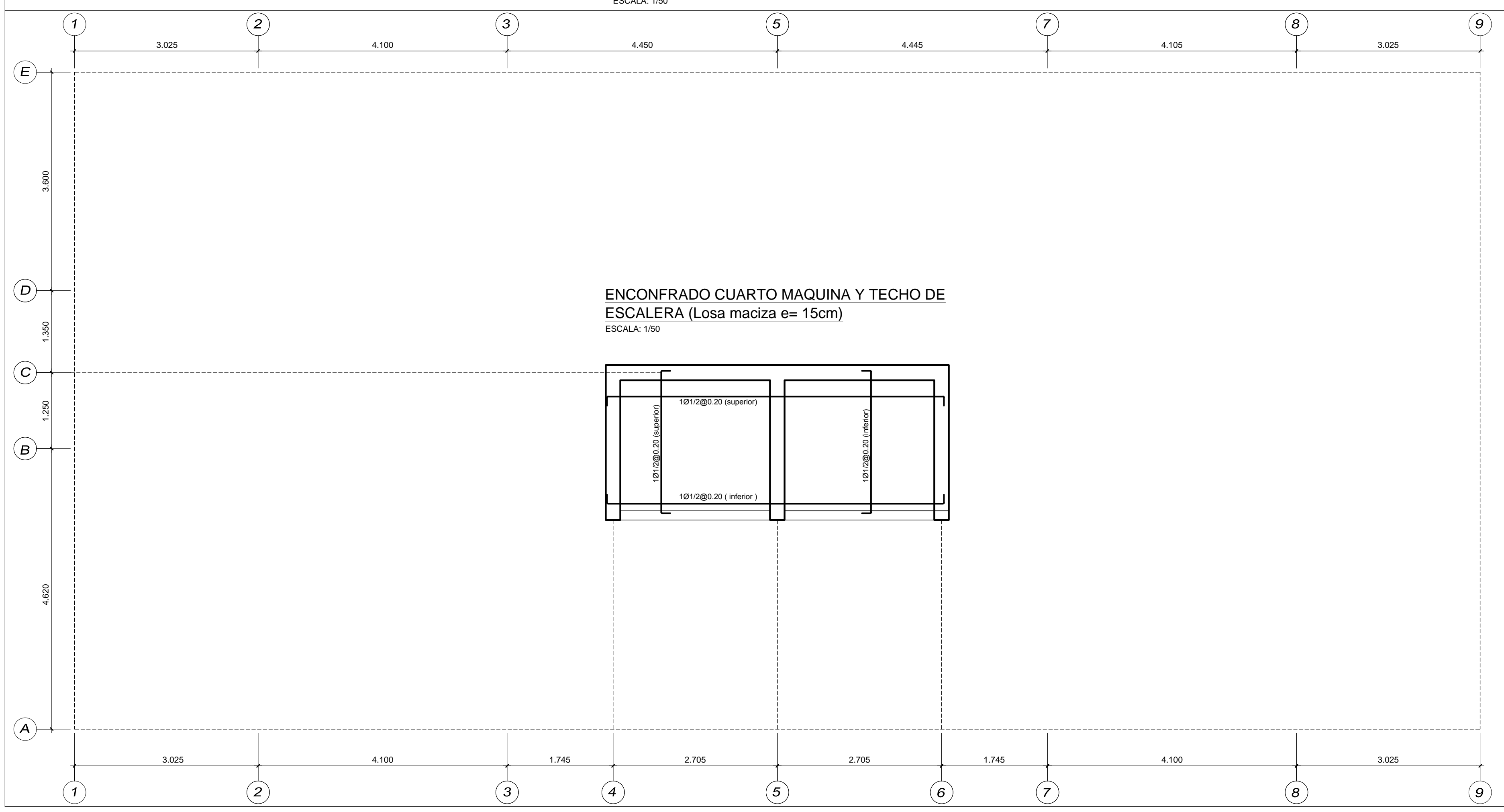
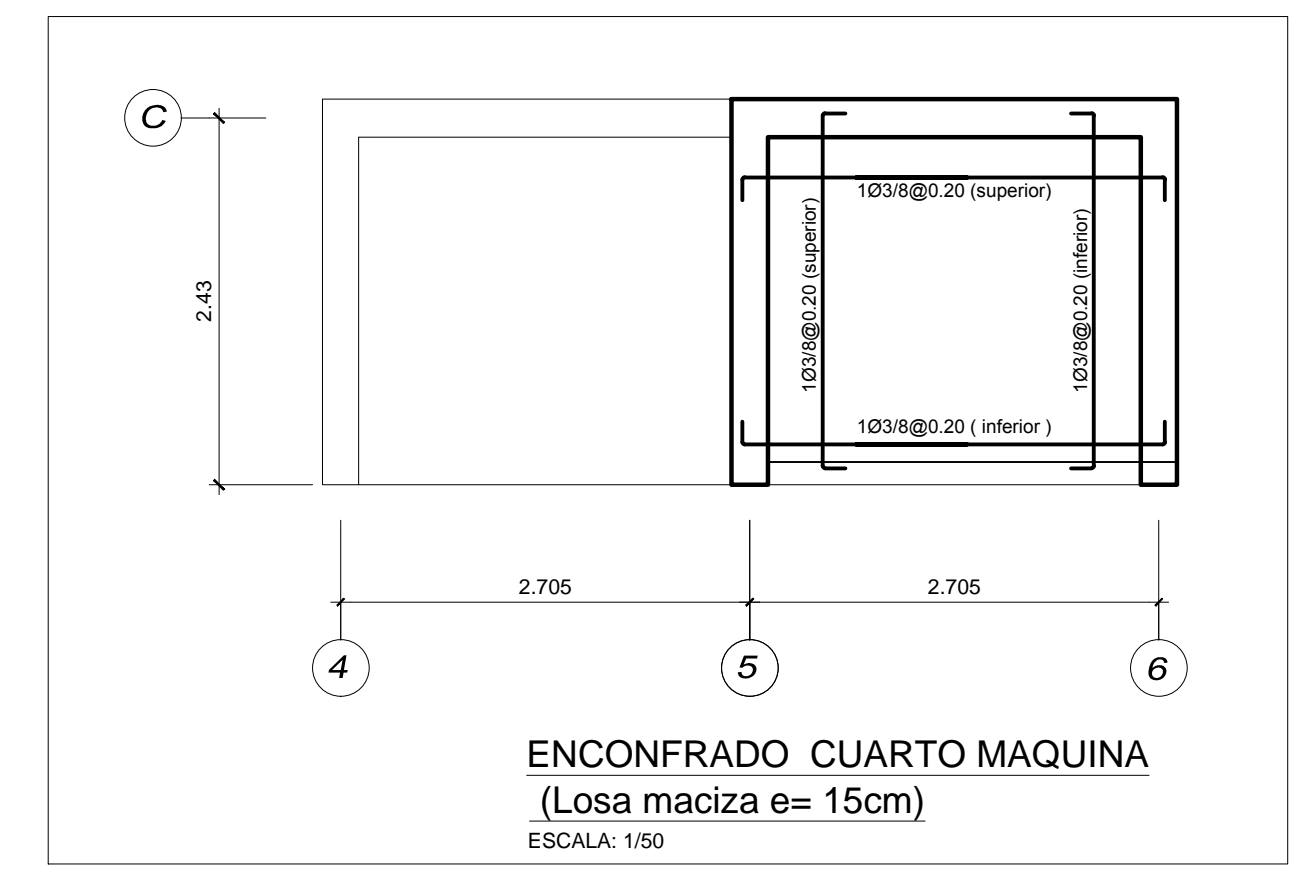
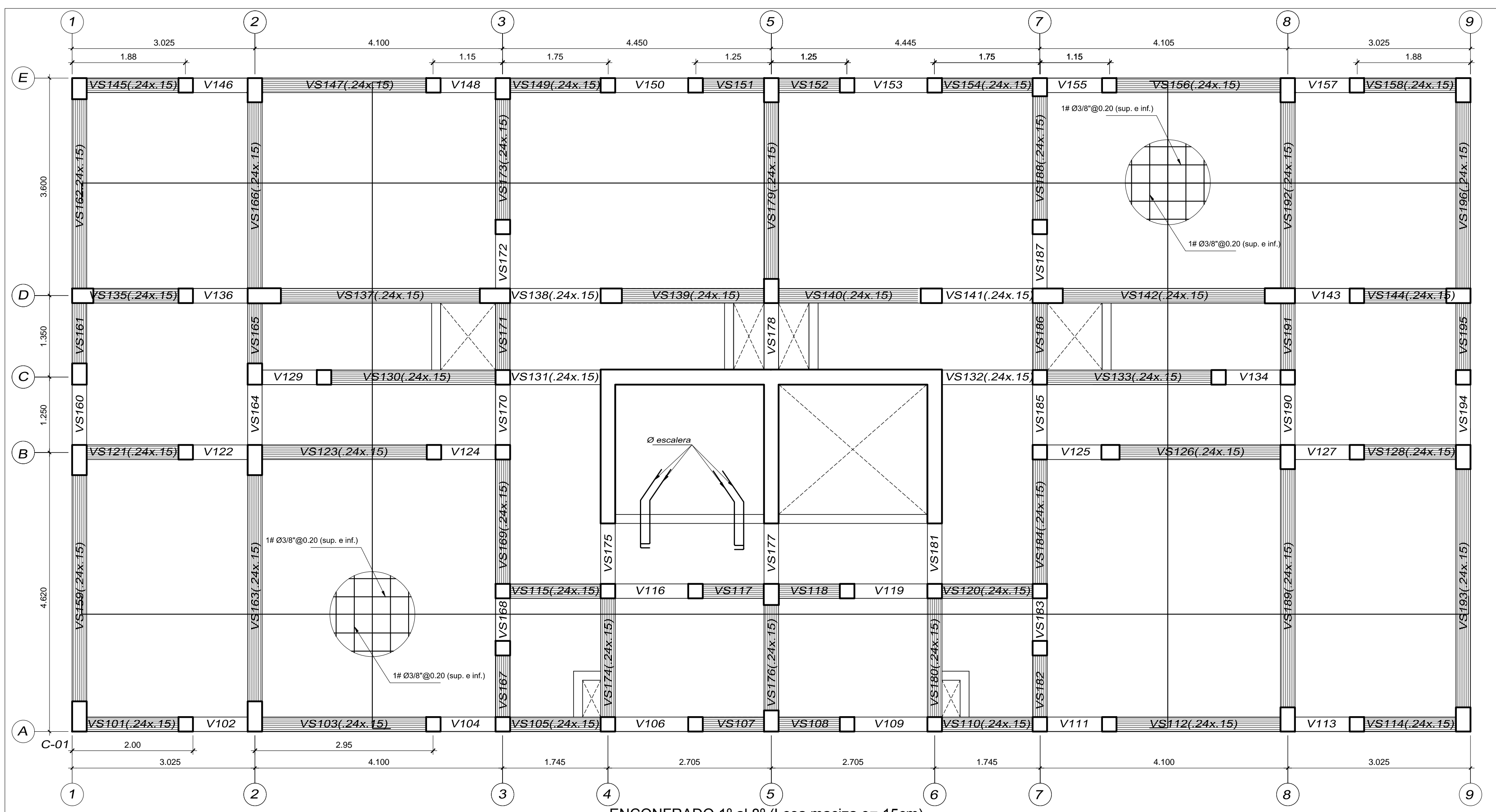
RESPONSABLE:
Br. James Paul Escamilo R.

PLANO:
LOSA DE TECHO

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2017

Nº DE LÁMINA:
E-4





UPAO

PROPIETARIO:
**UNIVERSIDAD
PRIVADA ANTEOR
ORREGO**

UBICACION:
TRUJILLO - LA LIBERTAD

PROYECTO:
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE
UNA EDIFICACION DE
ALBAÑERIA CONFINADA
DE 6 PISOS**

RESPONSABLE:
Br. James Paul Escamilo R.

PLANO:
VIGAS

ESCALA:
INDICADA

FECHA:
MAYO 2017

Nº DE LAMINA:
E-5

