

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**

**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE ALBAÑILERÍA  
CONFINADA DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 4 PISOS**

**Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

**AUTOR**

**CASTRO MINAYA, MANUEL JESUS**

**ASESOR:**

**ACERO MARTÍNEZ, JOSÉ ALBERTO**

Lima, Marzo, 2023

### Informe de Similitud

Yo, José Alberto Acero Martínez, docente de la Facultad de Ingeniería Civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor de la tesis titulado “Análisis y diseño estructural de albañilería confinada de un edificio multifamiliar de 4 pisos”, del autor Manuel Jesus Castro Minaya, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 17 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 17/02/2023.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha:

Apellidos y nombres del asesor: <u>Acero Martínez José Alberto</u>	
DNI: 29662895	Firma 
ORCID: 0000-0003-4154-9510	

## RESUMEN

El objetivo principal del siguiente trabajo de tesis es analizar y diseñar a modo estructural una edificación residencial multifamiliar de 4 pisos de altura. El edificio se encuentra en la Av. German Aguirre Ugarte 303, distrito de San Martín de Porres; el sistema estructural está conformado por muros de albañilería confinada en las dos direcciones de análisis.

La entrada principal se encuentra en el primer nivel (por la parte frontal), el acceso a los niveles superiores se realiza mediante la escalera vertical ubicada en la parte frontal del edificio; cada piso presenta un departamento de 89 m<sup>2</sup>.

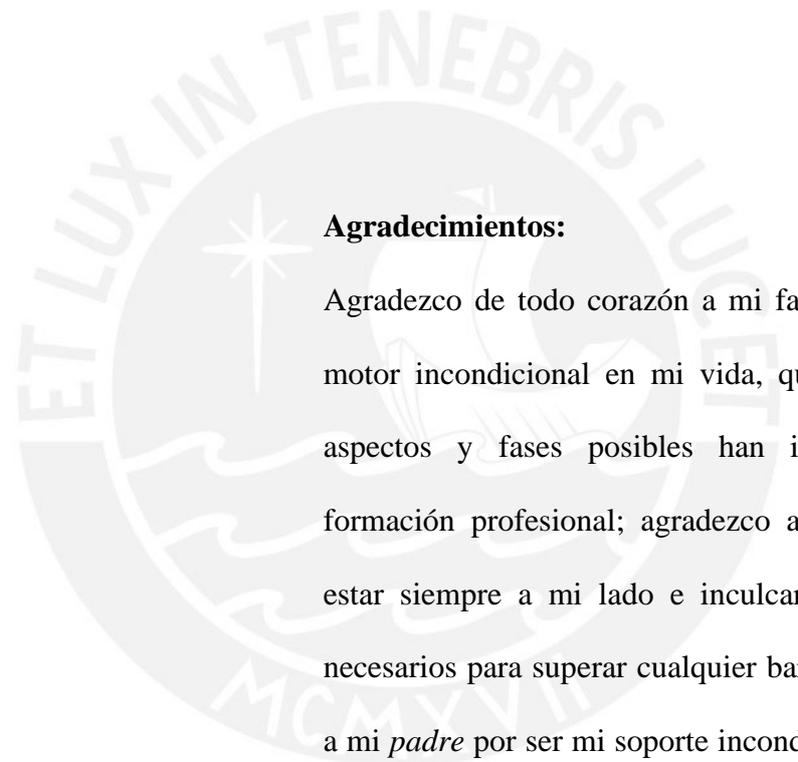
El área del terreno destinado al proyecto es de 195 m<sup>2</sup>, se le asocia un área techada total de 780 m<sup>2</sup>.

Cada muro estructural de albañilería está confinado por dos columnetas a los extremos, conectados mediante una viga solera. Se ha considerado losas macizas para los elementos horizontales. En el caso que los muros de albañilería no resistan deformaciones debido a la fuerza sísmica, se va a proveer de muros de concreto armado.

Durante el análisis es necesario enfocarse en los desplazamientos horizontales máximos que se producen en cada elemento estructural y compararlos con la norma vigente, para evitar daños en la edificación tanto en los elementos estructurales como arquitectónicos, se ha considerado una densidad de muros mínima en ambas direcciones (X e Y).

Se realiza el modelado del edificio para el análisis sísmico.

Se ha considerado cimentaciones superficiales debido a que el terreno presenta una capacidad portante de 4.5 kg/cm<sup>2</sup>.



**Agradecimientos:**

Agradezco de todo corazón a mi familia por ser el motor incondicional en mi vida, que en todos los aspectos y fases posibles han influido en mi formación profesional; agradezco a mi *madre* por estar siempre a mi lado e inculcarme los valores necesarios para superar cualquier barrera; agradezco a mi *padre* por ser mi soporte incondicional y darme el valor de seguir adelante a pesar de todos los obstáculos que se nos han presentado a lo largo de mi carrera profesional; agradezco a mis *hermanos*, porque a pesar de la distancia, siempre han estado presentes brindándome su apoyo emocional; agradezco a mi *asesor* de Tesis por ser guía en este proceso de mi formación profesional.

# ÍNDICE

Capítulo 1: Generalidades .....	1
1.1 Objetivos .....	1
1.2 Características principales de la edificación .....	1
1.3 Descripción de la arquitectura del proyecto .....	2
1.4 Normas aplicadas .....	4
1.5 Aspectos generales del diseño de albañilería confinada y de concreto armado.....	4
1.6 Propiedades mecánicas de los materiales .....	5
1.7 Características de los elementos no estructurales del proyecto.....	7
Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento .....	8
2.1 Estructuración.....	8
2.1.1 Losas estructurales .....	8
2.1.2 Columna estructural .....	9
2.1.3 Muros y/o placas .....	9
2.2 Predimensionamiento .....	9
2.2.1 Muro de albañilería armada.....	10
2.2.2 Losa maciza.....	15
2.2.3 Viga dintel.....	16
2.2.4 Placa de concreto armado.....	16
Capítulo 3: Metrado de cargas .....	17
3.1 Consideraciones para carga muerta y carga viva .....	17

3.2 Muros de albañilería.....	17
3.3 Escalera .....	19
3.4 Losa maciza.....	21
3.4 Peso de cada entrepiso.....	21
Capítulo 4: Análisis sísmico.....	25
4.1 Rigidez equivalente en muros de albañilería.....	25
4.2 Parámetros sísmicos .....	29
4.2.1 Factor de Zonificación .....	29
4.2.2 Parámetros de sitio (S, $T_p$ y $T_l$ ) .....	29
4.2.3 Factor de amplificación sísmica (C).....	29
4.2.4 Categoría de la edificación y factor de uso (U).....	30
4.2.5 Coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica inicial ( $R_0$ ): .....	30
4.3 Peso sísmico .....	30
4.4 Ubicación del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR).....	31
4.5 Irregularidades estructurales .....	31
4.5.1 En altura .....	31
4.5.2 En planta.....	33
4.6 Coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica (R).....	35
4.7 Consideraciones aplicadas para el análisis sísmico.....	35
4.8 Períodos de vibración .....	35
4.9 Fuerza de corte en la base .....	37
4.9.1 Cortante estático en la base .....	37

4.9.2 Cortante dinámico en la base .....	37
4.10 Fuerza cortante mínima.....	38
4.11 Deriva de entrepiso.....	39
4.12 Junta sísmica .....	40
4.13 Reacciones internas por sismo moderado .....	41
Capítulo 5: Diseño de los elementos estructurales.....	43
5.1 Muros de albañilería.....	43
5.1.1 Verificación del agrietamiento durante el sismo moderado.....	43
5.1.1 Diseño por sismo severo para muros agrietados .....	46
5.1.2 Diseño por sismo severo para muros no agrietados .....	51
5.2 Placas de concreto armado .....	54
5.2.1 Características principales.....	55
5.2.2 Diseño por compresión pura .....	56
5.2.3 Verificación de la necesidad de bordes confinados .....	57
5.2.4 Momento flector de agrietamiento por flexión ( $M_{cr}$ ) .....	57
5.2.5 Refuerzo vertical y momento flector nominal ( $M_n$ ) .....	58
5.2.6 Diagrama de interacción.....	59
5.2.7 Necesidad de bordes confinados según norma E.060 .....	63
5.2.8 Cálculo del refuerzo horizontal .....	63
5.2.9 Diseño por deslizamiento .....	64
5.2.10 Confinamiento en bordes (Estribos).....	65
5.3 Alféizar.....	66

5.3.1	Diseño del alféizar ante cargas por sismo (perpendicular al plano).....	66
5.3.2	Capacidad resistente de los arriostres.....	66
5.3.3	Diseño de alféizar de $h = 1.00$ m.....	68
5.3.4	Diseño de alféizar de $h = 1.90$ m.....	71
5.3.5	Junta sísmica (S).....	71
5.4	Viga dintel.....	71
5.4.1	Metrado de cargas .....	71
5.4.2	Diseño por flexión.....	73
5.4.3	Diseño por corte .....	74
5.5	Losa maciza.....	76
5.5.1	Diseño por flexión.....	77
5.5.2	Diseño por corte .....	79
5.6	Diseño de cimentaciones.....	80
5.6.1	Diseño por flexión.....	83
5.6.2	Diseño por corte .....	84
Capítulo 6: Diseño de otros elementos.....		90
6.1	Diseño de escaleras .....	90
6.1.1	Diseño por flexión.....	91
6.1.2	Diseño por cortante .....	91
6.2	Diseño del cerco perimétrico.....	92
6.2.1	Carga en servicio por sismo .....	93
6.2.2	Diseño de la columneta .....	94

6.2.3 Diseño de la viga de arriostre .....	95
6.2.4 Junta sísmica (S).....	98
6.2.5 Cimentación del cerco .....	98
Capítulo 7: Conclusiones .....	102
Bibliografía.....	104
ANEXOS.....	105
ANEXO 01 .....	106
ANEXO 02.....	108
ANEXO 03.....	109



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Plano de Arquitectura - Planta típica .....	2
Figura 2 Corte longitudinal en elevación .....	3
Figura 3 Vista en 3D de la edificación .....	3
Figura 4 Distribución de muros en X e Y .....	10
Figura 5 Sección típica transversal considerada en muros.....	18
Figura 6 Áreas tributarias para la losa maciza .....	21
Figura 7 Sección transformada del muro de albañilería MX01 (m) .....	26
Figura 8 Modelo 3D de la estructura.....	28
Figura 9 Espectro de pseudoaceleración .....	31
Figura 10 Deriva inelástica en X e Y .....	39
Figura 11 Datos para el diseño de muros ante sismo moderado .....	43
Figura 12 Resumen de fuerzas cortantes últimas para muros en el eje X.....	44
Figura 13 Resumen de fuerzas cortantes últimas para muros en el eje Y .....	44
Figura 14 Distribución de columnas en planta.....	46
Figura 15 Ubicación de la placa PX01 .....	55
Figura 16 Diagrama de interacción .....	62
Figura 17 Configuración final de aceros en placa de concreto armado .....	66
Figura 18 Sección para columnetas en alféizares.....	67
Figura 19 Sección para alféizar de la sala-comedor.....	68
Figura 20 Distribución en planta de las vigas dintel .....	72
Figura 21 Diagrama de momento flector (DMF) y fuerza de corte (DFC).....	73
Figura 22 Datos para determinar acero máximo y mínimo en dintel.....	73
Figura 23 Refuerzo de acero en viga dintel D18.....	76
Figura 24 Ubicación de la losa A .....	77

Figura 25 Tabla 15 kalmanok.....	78
Figura 26 Losa A - Configuración final de acero de refuerzo .....	79
Figura 27 Ubicación del paño A .....	82
Figura 28 Tabla 15 kalmanok.....	83
Figura 29 Momentos en la dirección X.....	85
Figura 30 Momentos en la dirección Y .....	85
Figura 31 Presiones en el suelo .....	86
Figura 32 Momentos máximos en dientes de viga en ejes X (superior) e Y (inferior).....	87
Figura 33 Cortantes máximos en dientes de viga en ejes X (superior) e Y (inferior).....	88
Figura 34 Configuración de acero de refuerzo en diente de viga.....	89
Figura 35 Escalera - Metrado de cargas - Carga muerta (izquierda) y carga viva (derecha)...	90
Figura 36 Escalera - DMF (izquierda) y DFC (derecha) .....	91
Figura 37 Escalera - Acero de refuerzo para el primer tramo (izquierda) y segundo tramo (derecha).....	92
Figura 38 Dimensiones del cerco perimétrico.....	93
Figura 39 Diagrama de momento flector en viga de cerco .....	96
Figura 40 Acero de refuerzo en viga y columna de arriostre en cerco.....	97

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Datos para obtener la densidad de muros en planta .....	10
Tabla 2 Cálculo de área transversal de muros en la dirección X-X .....	11
Tabla 3 Cálculo del área transversal de muros en la dirección Y-Y .....	12
Tabla 4 Esfuerzo máximo para muros en la dirección X .....	14
Tabla 5 Esfuerzo máximo para muros en la dirección Y .....	14
Tabla 6 Datos - Muro portante .....	18
Tabla 7 Carga distribuida - Muro portantes .....	19
Tabla 8 Carga distribuida - Muro no portante .....	19
Tabla 9 Datos para el metrado de escalera .....	19
Tabla 10 Obtención de la carga unitaria por metro cuadrado de la escalera .....	20
Tabla 11 Carga muerta y viva para el piso típico en el eje X .....	21
Tabla 12 Carga muerta y viva para el piso típico en el eje Y .....	22
Tabla 13 Carga total por cada muro en el eje X .....	23
Tabla 14 Carga total por cada muro en el eje Y .....	23
Tabla 15 Propiedades de cada muro de albañilería en la dirección X .....	26
Tabla 16 Propiedades de cada muro de albañilería en la dirección Y .....	27
Tabla 17 Peso por cada entrepiso .....	30
Tabla 18 Ubicación del CM (XCM y YCM) y CR (CRX y CRY) .....	31
Tabla 19 Comprobación de piso blando en X-X .....	32
Tabla 20 Comprobación de piso blando en Y-Y .....	32
Tabla 21 Irregularidad torsional - X-X .....	33
Tabla 22 Irregularidad torsional - Y-Y .....	34
Tabla 23 Periodo de vibración en traslación pura en X .....	36
Tabla 24 Periodo de vibración en traslación pura en Y .....	36

Tabla 25	Proceso para obtener el cortante estático en la base .....	37
Tabla 26	Cortante estático en la base .....	37
Tabla 27	Cortante dinámico en X .....	38
Tabla 28	Cortante dinámico en Y .....	38
Tabla 29	Cortante dinámica escalado en X .....	38
Tabla 30	Cortante dinámica escalado en Y .....	38
Tabla 31	Deriva elástica e inelástica en X .....	39
Tabla 32	Deriva elástica e inelástica en Y .....	39
Tabla 33	Máximos desplazamientos por cada entrepiso en X e Y .....	40
Tabla 34	Reacciones internas para muros en X .....	41
Tabla 35	Reacciones internas para muros en Y .....	42
Tabla 36	Resistencia al corte total y corte durante el sismo severo en X e Y .....	45
Tabla 37	Datos para el diseño de muros agrietados ante sismo severo .....	46
Tabla 38	Datos para el diseño de vigas soleras del 1er piso .....	48
Tabla 39	Diseño de muros agrietados del 1er piso en la dirección X .....	49
Tabla 40	Diseño de muros agrietados del 1er piso en la dirección Y .....	50
Tabla 41	Datos para diseño de muros no agrietados .....	51
Tabla 42	Datos para el diseño de vigas soleras a partir del 3er piso .....	52
Tabla 43	Diseño de muros no agrietados del 3er y 4to piso en la dirección X .....	52
Tabla 44	Diseño de muros no agrietados del 3er y 4to piso en la dirección Y .....	53
Tabla 45	Determinación de la esbeltez .....	55
Tabla 46	Fuerzas internas en la base de la placa .....	56
Tabla 47	Cargas amplificadas para la placa .....	56
Tabla 48	Combinación de cargas para la placa .....	56
Tabla 49	Datos para la resistencia axial de diseño .....	57

Tabla 50 Verificación de bordes confinados.....	57
Tabla 51 Datos para obtener el momento flector de agrietamiento .....	58
Tabla 52 Datos para refuerzo vertical y momento nominal .....	58
Tabla 53 Datos para la construcción del diagrama de interacción.....	59
Tabla 54 Determinación de la falla balanceada .....	60
Tabla 55 Determinación del punto asociado a la flexión pura.....	61
Tabla 56 Puntos para la construcción del diagrama de interacción .....	62
Tabla 57 Datos para obtener el refuerzo horizontal .....	63
Tabla 58 Datos para el diseño por deslizamiento.....	64
Tabla 59 Norma E.060 - Acero de refuerzo en el confinamiento de bordes.....	65
Tabla 60 Datos para la resistencia del alféizar.....	67
Tabla 61 Datos para el metrado de cargas en alféizar.....	68
Tabla 62 Datos para el muro de albañilería.....	69
Tabla 63 Datos para el diseño de arriostres.....	70
Tabla 64 Datos para el metrado de la viga dintel D-18.....	72
Tabla 65 Diseño por flexión - viga dintel .....	74
Tabla 66 Datos para los esfuerzos producidos en el terreno.....	80
Tabla 67 Datos para el diseño del diente de viga.....	87
Tabla 68 Cálculo del acero de refuerzo en diente de viga .....	87
Tabla 69 Datos para el diseño por corte en diente de viga.....	88
Tabla 70 Cálculo de los estribos en diente de viga .....	89
Tabla 71 Escalera - Diseño por flexión.....	91
Tabla 72 Datos para determinar la carga por sismo en cerco.....	93
Tabla 73 Datos para determinar la resistencia en columneta.....	94
Tabla 74 Datos para el diseño de columneta en cerco .....	95

Tabla 75 Datos para el metrado de cargas en viga de cerco .....	95
Tabla 76 Datos para el diseño de viga en cerco .....	96
Tabla 77 Datos del terreno y muro para cimentación en cerco .....	98
Tabla 78 Datos para el empuje en terreno .....	98
Tabla 79 Datos para obtener el peso total .....	99
Tabla 80 Empuje sísmico en cerco.....	100
Tabla 81 Momento de volteo y momento resistente en cerco.....	100
Tabla 82 Esfuerzos sobre el terreno .....	101



# Capítulo 1: Generalidades

## 1.1 Objetivos

Objetivo principal:

- Análisis y diseño de los muros estructurales de albañilería confinada presentes en la edificación.

Objetivos secundarios:

- Elaboración previa de la estructuración y el pre-dimensionado de los elementos estructurales.
- Modelamiento tridimensional de la estructura para una mejor interpretación del diseño estructural.
- Asignación de las cargas de gravedad y sismo en la estructura para el análisis.
- Mediante el conocimiento de las normas de construcción vigentes, se realiza el diseño estructural.
- La presentación final se realiza mediante planos generados en el software AutoCAD.

## 1.2 Características principales de la edificación

La edificación está conformada por cuatro pisos con una altura de 11 m, el área del terreno destinado al proyecto es de 195 m<sup>2</sup> con un frontis de 19.50 m y con una profundidad de 10 m. Es una edificación residencial, uso multifamiliar con dos departamentos en cada piso; la edificación se encuentra dentro de un condominio.

Para poder garantizar el buen desarrollo sísmico, se ha asignado una gran densidad de muros de albañilería confinada; de ser el caso donde la resistencia suministrada no sea suficiente, se debe incorporar placas de concreto armado con el propósito de prevenir grandes desplazamientos laterales generados por la fuerza sísmica.

Con respecto al diseño de las cimentaciones, se ha considerado las cimentaciones superficiales; ya que el terreno presenta una buena capacidad portante de  $4.5 \text{ kg/cm}^2$ .

### 1.3 Descripción de la arquitectura del proyecto

El acceso a la edificación se realiza por el primer piso (la entrada se encuentra en la zona central del frontis), para acceder a los pisos superiores se utiliza la escalera vertical ubicado al costado de la entrada principal.

Cada piso posee dos departamentos con una sala y comedor, dos baños, tres dormitorios, una cocina y una lavandería. Para el análisis se ha considerado el nivel de la planta baja en la cota  $+0.00$ , la altura de entrepiso es constante e igual a  $2.52 \text{ m}$ . Para el abastecimiento de agua potable, se va a utilizar un tanque hidroneumático.

A continuación, se presentan los planos de arquitectura:



Figura 1. Plano de Arquitectura - Planta típica

Fuente: Propia

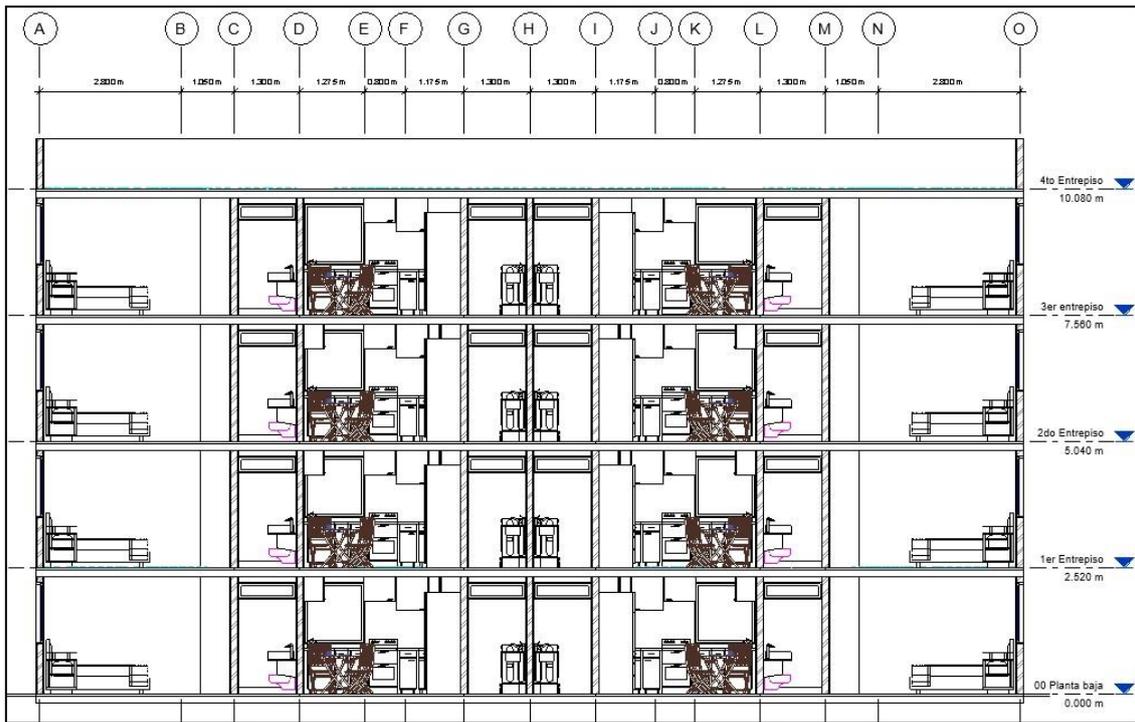


Figura 2 Corte longitudinal en elevación

Fuente: Propia



Figura 3 Vista en 3D de la edificación

Fuente: Propia

## **1.4 Normas aplicadas**

Para el desarrollo del análisis y diseño de cada elemento estructural, se han utilizado los criterios de diseño establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

Dicho reglamento ha sido elaborado por un staff profesional calificado que provienen de diferentes organismos a nivel nacional. El reglamento es periódicamente actualizado, mediante reuniones se realizan acuerdos para corregir, debatir cambios en la norma según la experiencia frente a desastres y mantener un formato comprensible respecto a la norma anterior.

Entre las normas a utilizar se encuentran las siguientes:

- E.020 Cargas
- E.030 Diseño Sismorresistente
- E.050 Suelos y cimentaciones
- E.060 Concreto Armado
- E.070 Albañilería

## **1.5 Aspectos generales del diseño de albañilería confinada y de concreto armado**

### Albañilería

La norma E.070 - 3.1 lo describe como un material estructural formado por unidades de albañilería asentadas con mortero; o formado por unidades de albañilería apiladas unidas por concreto líquido.

Por otro lado, la reacción de los muros confinados frente a las fuerzas sísmicas está relacionado con la interacción muro y confinamiento; para que el muro sea considerado monolítico, el muro presenta una configuración dentada en la unión con las columnas.

Además, con respecto a los tipos de sistema estructural la albañilería se divide en dos tipos:

- Albañilería confinada:

Según la norma E.030 – 16.3 son aquellos edificios donde los muros, formados por unidades de albañilería de arcilla o concreto, son elementos estructurales sismorresistentes.

Según la norma E.070 – 3.3 es cuando la albañilería es arriostrada por elementos de concreto armado en su perímetro (una columneta por lado y una viga solera) que son vaciados posteriores a la construcción del muro de albañilería. En el primer nivel, la cimentación de concreto será el confinamiento del muro en la base.

➤ **Albañilería armada o muros armados:**

En este caso el muro de albañilería es reforzado interiormente por varillas de acero en sentido vertical y horizontal, luego es rellenado con concreto líquido para asegurar la unión de los elementos para poder resistir los esfuerzos sísmicos.

Concreto armado

Para el desarrollo del diseño en concreto armado, se utiliza la norma “E.060 Concreto armado” donde el propósito principal será de reducir la resistencia generada por las cargas actuantes (Resistencia nominal –  $R_n$ ) a una resistencia de diseño multiplicando “ $R_n$ ” por un factor “ $\Phi$ ” ( $\Phi R_n$ ); donde el factor “ $\Phi$ ” depende no solo de que tan importante sea el elemento estructural, sino también depende a la sollicitación que presenta.

Según lo mencionado en la norma E.060, la resistencia de diseño debe ser mayor o igual a la resistencia requerida obtenida a partir de la influencia de las cargas en la estructura, estas cargas se combinan de la siguiente manera:

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

## **1.6 Propiedades mecánicas de los materiales**

Albañilería confinada:

La norma E.070 en el Art. 5.3 – Tabla 2, relaciona las unidades de albañilería con las zonas sísmicas. Por lo tanto, se ha seleccionado el tipo “**Sólido industrial: ladrillo de arcilla King Kong industrial**”

En la Tabla 9 de la norma E.070 – Art.13.9, especifica lo siguiente:

- Resistencia a la compresión axial en unidades:  $f^b = 145 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a la compresión axial en Pilas:  $f^m = 65 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia al Corte en muretes:  $v^m = 8.1 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad:  $E_m = 500 * f^m$   
 $E_m = 32\,500 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Corte:  $G_m = 0.4 * E_m$   
 $G_m = 13\,000 \text{ kg/cm}^2$

En la Tabla 1 de la norma E.070 – Art. 5.2, para un  $f^b = 145 \text{ kg/cm}^2$  le corresponde un **ladrillo de clase IV.**

Concreto Armado:

Durante el diseño se va a despreciar el aporte en resistencia del concreto a la tracción, ya que es mucho menor en comparación con la resistencia a la compresión. Además, para aquellas secciones que se encuentren en compresión debido a la flexión, se va a utilizar el bloque de compresiones con espesor  $a = \beta_1 * c$ .

- Esfuerzo en compresión:  $f^c = 175 \text{ kg/cm}^2$
- Deformación unitaria máxima:  $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Módulo de Poisson:  $\nu = 0.15$
- Módulo de Elasticidad:  $E_c = 15\,000 * \sqrt{f^c}$

$$E_c = 198\,431.3 \text{ kg/cm}^2$$

➤ Módulo de Corte:

$$G = E_c/2.4$$

$$G = 826\,790 \text{ kg/cm}^2$$

### Acero de refuerzo:

El acero de refuerzo va a tener un comportamiento ideal de elastoplástico perfecto.

➤ Esfuerzo de fluencia:  $f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$

➤ Deformación unitaria de fluencia:  $\epsilon_s = 0.0021$

➤ Módulo de elasticidad:  $E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

### **1.7 Características de los elementos no estructurales del proyecto**

Según San Bartolomé, para los muros no portantes se va a considerar una junta sísmica de  $0.005h$  (donde “h” es la altura del muro) con el objetivo de evitar que la estructura presente mayor rigidez; es decir, debido a la interacción entre tabiquería y estructura, puede lograr que el centro de rigidez se desplace generando torsiones en planta y que no sean considerados durante el análisis.

Además, al considerar la junta sísmica, se evita la falla que presenta una columna corta ya que la columna presenta mayor altura libre.

## Capítulo 2: Estructuración y predimensionamiento

### 2.1 Estructuración

Es definir la configuración de cada elemento estructural según el dimensionado y ubicación con el objetivo de soportar las cargas solicitadas, para un mismo proyecto existen diversas alternativas de estructuración eficientes.

A partir de cómo la estructuración esté definida, plantear la reacción de la edificación frente al efecto sísmico es un conjunto de incertidumbres que se deberá analizar con cuidado. Considerar en el modelado una estructuración lo más simple posible garantiza una mejor representación de la realidad; además, es necesario considerar el aislamiento de la tabiquería en el diseño ya que podría alterar el resultado del comportamiento sísmico. Algunos de los principales criterios para una excelente respuesta a los efectos sísmicos son:

- Simplicidad y simetría.
- Resistencia y ductilidad.
- Uniformidad y continuidad de la estructura.
- Existencia de losas que permitan considerar a la estructura como una unidad (diafragma rígido).
- Elementos no estructurales.

#### 2.1.1 Losas estructurales

Elemento estructural horizontal que define los pisos y techo en la edificación. Entre sus principales funciones destacan la capacidad de soportar y transmitir hacia las vigas las cargas de gravedad como su peso propio, del piso terminado, carga viva, tabiquería, etc.; otra función es con la obtención de la “unidad de la estructura” relacionado con las cargas de sismo para obtener una reacción similar por cada nivel.

### **2.1.2 Columna estructural**

Es aquel elemento que recibe las cargas provenientes de las losas y vigas para transmitir las hacia la cimentación. La sección transversal de la columna puede ser cuadrada, rectangular o circular.

Los momentos actuantes en las columnas ocasionados por las vigas generan esfuerzos de flexión, las cargas axiales de gravedad que actúa en la columna proveniente de los diferentes pisos generan esfuerzos de compresión. El diseño de la columna será a flexo-compresión y estará asociado con la intensidad de carga axial de gravedad y momentos flectores actuantes.

### **2.1.3 Muros y/o placas**

Son aquellos muros de concreto armado que se caracterizan por tener una mayor dimensión en uno de sus lados, de esta manera brinda mayor rigidez lateral y resistencia frente a la carga sísmica. Las placas trabajan a flexo-compresión, debido a la sección transversal que presentan en comparación con las columnas, la carga normal es menor; mientras que la respuesta a flexión es parecida a una viga en voladizo.

## **2.2 Predimensionamiento**

Para realizar el predimensionamiento de cada elemento estructural se ha empleado el libro “Estructuración y Diseño en Concreto Armado” escrito por el Ing. Antonio Blanco Blasco.

Para el pre-dimensionado de los muros de albañilería confinada se ha utilizado la norma E.070 Albañilería.

Cada elemento debe tener la sección suficiente de modo que resista las sollicitaciones de esfuerzo presentes.

A continuación, se presenta la distribución de muros en los ejes X e Y:

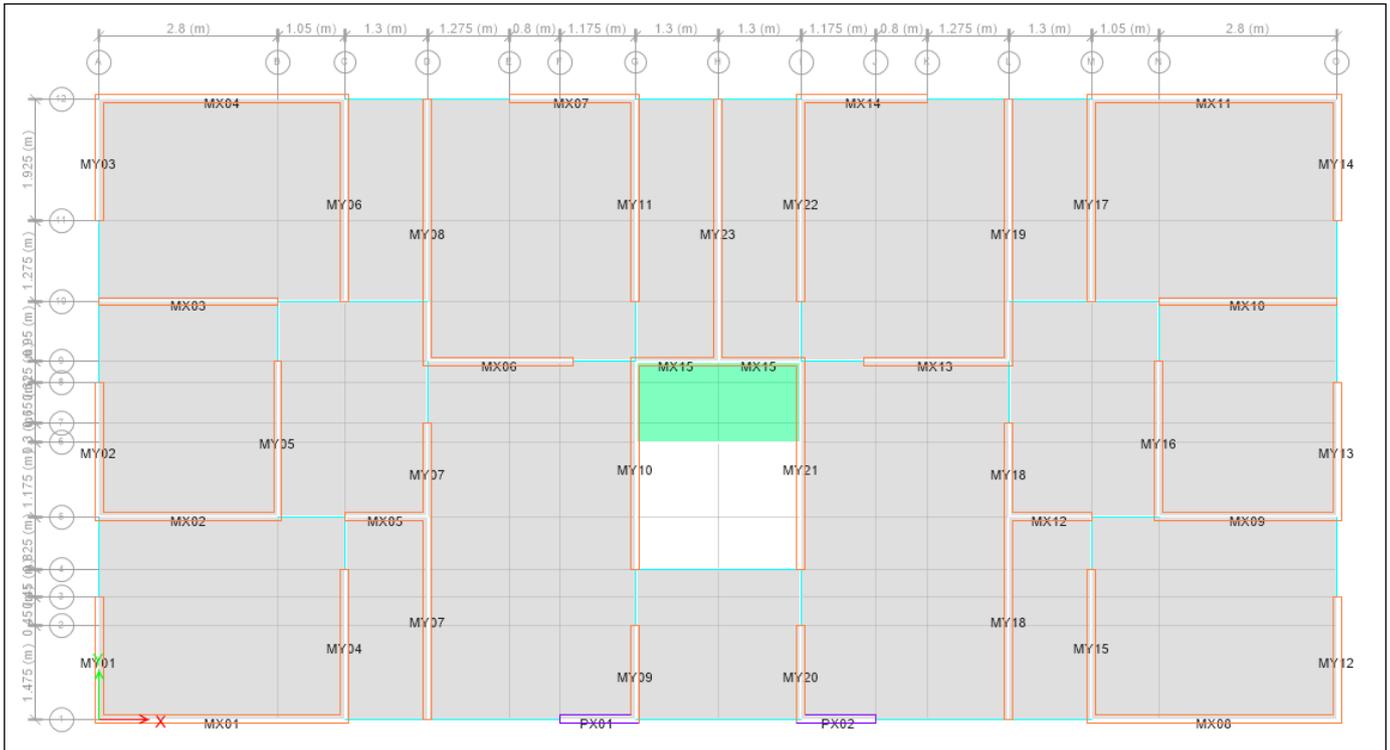


Figura 4 Distribución de muros en X e Y

Fuente: Propia

## 2.2.1 Muro de albañilería armada

### ➤ Espesor efectivo del muro portante (t)

Según la norma E.070 Cap. 7 – Art. 19.1, menciona que el espesor es igual a:

$$t = \frac{h}{20} = \frac{2.52}{20} = 0.13 \text{ m}$$

Donde “h” es la altura efectiva de pandeo, se va a utilizar ladrillos King Kong industrial de clase IV (según mencionado en el Cap. 1 - 1.6).

Entonces el espesor efectivo seleccionado para muros de albañilería es de 0.13 cm.

### ➤ Densidad mínima de muros reforzados

En la norma E.070 Cap. 7 - Art. 19.2 menciona la siguiente fórmula:

$$\sum \frac{L * t}{A_p} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

Donde:

Tabla 1 Datos para obtener la densidad de muros en planta

Símbolo	Descripción	Valor	Unidad
L	Longitud total del muro (incluirl columnas)	variable	m
t	Espesor efectivo del muro	0.13	m
Ap	Área de la planta típica	194	m <sup>2</sup>
Z	Factor de zonificación	0.45	adm
U	Factor de uso	1	adm
S	Parámetro de sitio	1	adm
N	Número de pisos del edificio	4	adm

Fuente: Propia

Además, se debe tener en cuenta el factor de conversión para la placa de concreto armado para comprobar la importancia e influencia que ejerce en la estructura, se determina mediante la división entre los módulos de elasticidad del muro de concreto ( $E_c$ ) y de la albañilería ( $E_m$ ):

$$n = \frac{E_c}{E_m} = \frac{217371}{32500} = 6.68$$

En primer lugar, se obtiene el área transversal de cada muro:

Tabla 2 Cálculo de área transversal de muros en la dirección X-X

Eje X-X							
Elemento	Ejes	L (m)	¿L≥1.2 m?	t (m)	L*t (m <sup>2</sup> )	n	L*t nuevo (m <sup>2</sup> )
MX01	1-AC	4.00	SÍ	0.13	0.52	1	0.520
MX02	5-AB	2.95	SÍ	0.13	0.38	1	0.384
MX03	10-AB	2.95	SÍ	0.13	0.38	1	0.384
MX04	12-AC	4.00	SÍ	0.13	0.52	1	0.520
MX05	5-CD	1.45	SÍ	0.13	0.19	1	0.189
MX06	9-DF	2.35	SÍ	0.13	0.31	1	0.306
MX07	12-EG	2.13	SÍ	0.13	0.28	1	0.276
MX08	1-MO	4.00	SÍ	0.13	0.52	1	0.520
MX09	5-NO	2.95	SÍ	0.13	0.38	1	0.384
MX10	10-NO	2.95	SÍ	0.13	0.38	1	0.384
MX11	12-MO	4.00	SÍ	0.13	0.52	1	0.520
MX12	5-LM	1.45	SÍ	0.13	0.19	1	0.189
MX13	9-JL	2.35	SÍ	0.13	0.31	1	0.306
MX14	12-IK	2.13	SÍ	0.13	0.28	1	0.276
MX15	9-GI	2.75	SÍ	0.13	0.36	1	0.358
PX01	1-FG	1.33	SÍ	0.92	1.21	1	1.213
PX02	1-IJ	1.33	SÍ	0.92	1.21	1	1.213

Fuente: Propia

Tabla 3 Cálculo del área transversal de muros en la dirección Y-Y

Eje Y-Y							
Elemento	Ejes	L (m)	¿L≥1.2 m?	t (m)	L*t (m <sup>2</sup> )	n	L*t nuevo (m <sup>2</sup> )
MY01	A-13	2.10	SÍ	0.13	0.27	1	0.27
MY02	A-58	2.30	SÍ	0.13	0.30	1	0.30
MY03	A-1112	1.95	SÍ	0.13	0.25	1	0.25
MY04	C-14	2.38	SÍ	0.13	0.31	1	0.31
MY05	B-59	2.47	SÍ	0.13	0.32	1	0.32
MY06	C-1012	3.22	SÍ	0.13	0.42	1	0.42
MY07	D-17	4.70	SÍ	0.13	0.61	1	0.61
MY08	D-912	4.32	SÍ	0.13	0.56	1	0.56
MY09	G-12	1.65	SÍ	0.13	0.21	1	0.21
MY10	G-49	3.45	SÍ	0.13	0.45	1	0.45
MY11	G-1012	3.22	SÍ	0.13	0.42	1	0.42
MY12	O-13	2.10	SÍ	0.13	0.27	1	0.27
MY13	O-58	2.30	SÍ	0.13	0.30	1	0.30
MY14	O-1112	1.95	SÍ	0.13	0.25	1	0.25
MY15	M-14	2.38	SÍ	0.13	0.31	1	0.31
MY16	N-59	2.47	SÍ	0.13	0.32	1	0.32
MY17	M-1012	3.22	SÍ	0.13	0.42	1	0.42
MY18	L-17	4.70	SÍ	0.13	0.61	1	0.61
MY19	L-912	4.32	SÍ	0.13	0.56	1	0.56
MY20	I-12	1.65	SÍ	0.13	0.21	1	0.21
MY21	I-49	3.45	SÍ	0.13	0.45	1	0.45
MY22	I-1012	3.22	SÍ	0.13	0.42	1	0.42
MY23	H-912	4.32	SÍ	0.13	0.56	1	0.56

Fuente: Propia

Al reemplazar los valores se obtiene lo siguiente:

Para el eje X-X:

$$\sum \frac{L * t}{Ap} = \frac{7.94}{194} = 0.0409$$

Para el eje Y-Y:

$$\sum \frac{L * t}{Ap} = \frac{8.81}{194} = 0.0454$$

Luego se obtiene:

$$\frac{ZUSN}{56} = \frac{0.45 * 1 * 1 * 5}{56} = 0.0321$$

Entonces se comprueba que la densidad de muros presente es correcta ya que en la dirección X e Y la densidad de muros (0.0409 y 0.0454 respectivamente) es mayor a 0.0321.

➤ Columnas y vigas soleras de concreto armado

En la norma E.070 Cap. 7 – Art. 20.5, menciona que el peralte mínimo de la columna de confinamiento es de 15 cm y que en el Art. 20.3 para la viga solera es igual al espesor de la losa de techo. Además, para ambos elementos el espesor es igual al espesor efectivo del muro.

Por lo tanto, las dimensiones escogidas son:

- Columna de confinamiento: 0.13 x 0.13 m
- Viga solera: 0.12 x 0.13 m

➤ Esfuerzo axial máximo

Según la norma E.070 Art. 19.1-b, el esfuerzo axial máximo asociada a la carga de gravedad (carga muerta más carga viva) debe ser menor a:

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

Donde:

L = Longitud de muro más el peralte de las columnas de confinamiento (m)

P<sub>m</sub> = Carga de gravedad (P<sub>m</sub> + P<sub>v</sub>) (ton)

t = Espesor efectivo del muro de albañilería (m)

f'<sub>m</sub> = Resistencia a la compresión en pilas (65 kg/cm<sup>2</sup>)

h = Altura del muro de albañilería (2.40 m)

σ<sub>máx</sub> = Esfuerzo máximo = 9.38 kg/cm<sup>2</sup>

0.15\*f'<sub>m</sub> = 0.15\*65 = 9.75 kg/cm<sup>2</sup>

A continuación, se presenta la tabla resumen para cada muro de albañilería en las direcciones X e Y:

Tabla 4 Esfuerzo máximo para muros en la dirección X

X-X								
MURO	L	t	PM en la dirección X				$\sigma_{axial}$ kg/cm <sup>2</sup>	¿ $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{axial}$ ?
	m	m	4to piso	3er piso	2do piso	1er piso		
MX01	4.00	0.13	6.03	12.15	15.05	23.60	4.54	OK
MX02	2.95	0.13	4.65	9.94	15.88	20.05	5.23	OK
MX03	2.95	0.13	4.92	10.34	18.97	21.67	5.65	OK
MX04	4.00	0.13	6.11	12.77	7.18	24.69	4.75	OK
MX05	1.45	0.13	2.17	4.68	12.32	9.59	5.09	OK
MX06	2.35	0.13	3.90	8.08	10.66	16.72	5.47	OK
MX07	2.13	0.13	3.73	7.12	18.03	14.14	5.12	OK
MX08	4.00	0.13	6.02	12.13	15.09	23.53	4.53	OK
MX09	2.95	0.13	4.67	9.97	15.93	20.10	5.24	OK
MX10	2.95	0.13	4.93	10.38	19.11	21.74	5.67	OK
MX11	4.00	0.13	6.17	12.86	7.20	24.88	4.78	OK
MX12	1.45	0.13	2.20	4.68	12.28	9.77	5.18	OK
MX13	2.35	0.13	3.93	8.05	10.63	16.57	5.42	OK
MX14	2.13	0.13	3.72	7.09	13.50	14.20	5.14	OK
MX15	2.75	0.13	4.29	9.01	25.97	17.48	4.89	OK
PX01	1.33	0.15	4.97	11.25	17.18	22.28	11.21	-
PX02	1.33	0.15	5.03	11.26	17.11	22.14	11.14	-

Fuente: Propia

Tabla 5 Esfuerzo máximo para muros en la dirección Y

Y-Y								
MURO	L	t	PM en la dirección Y				$\sigma_{axial}$ kg/cm <sup>2</sup>	¿ $\sigma_{m\acute{a}x} < \sigma_{axial}$ ?
	m	m	4to piso	3er piso	2do piso	1er piso		
MY01	2.10	0.13	3.29	6.12	8.96	11.79	4.32	OK
MY02	2.30	0.13	4.01	7.71	11.49	15.21	5.09	OK
MY03	1.95	0.13	3.47	6.25	9.17	12.03	4.76	OK
MY04	2.38	0.13	3.92	7.79	11.75	15.86	5.14	OK
MY05	2.47	0.13	4.24	8.86	13.59	18.52	5.77	OK
MY06	3.22	0.13	5.47	10.81	16.36	22.14	5.29	OK
MY07	4.70	0.13	7.69	16.58	25.63	35.09	5.75	OK
MY08	4.32	0.13	6.87	14.96	22.95	30.94	5.51	OK
MY09	1.65	0.13	2.15	3.09	4.74	6.88	3.22	OK
MY10	3.45	0.13	5.19	8.94	16.19	24.69	5.51	OK
MY11	3.22	0.13	5.31	11.19	16.86	22.51	5.38	OK
MY12	2.10	0.13	3.27	6.09	9.02	12.00	4.39	OK
MY13	2.30	0.13	4.00	7.71	11.58	15.45	5.17	OK
MY14	1.95	0.13	3.45	6.23	9.20	12.18	4.82	OK
MY15	2.38	0.13	3.93	7.80	11.70	15.69	5.08	OK
MY16	2.47	0.13	4.27	8.92	13.63	18.46	5.75	OK

MY17	3.22	0.13	5.65	10.97	16.43	22.05	5.27	OK
MY18	4.70	0.13	7.69	16.59	25.60	34.90	5.72	OK
MY19	4.32	0.13	6.98	14.99	22.97	31.05	5.53	OK
MY20	1.65	0.13	2.14	3.33	4.83	6.52	3.05	OK
MY21	3.45	0.13	5.23	10.89	16.99	23.08	5.15	OK
MY22	3.22	0.13	5.29	11.12	16.83	22.42	5.36	OK
MY23	4.32	0.13	6.56	14.29	21.53	28.36	5.05	OK

Fuente: Propia

Como se puede apreciar el esfuerzo axial producido en cada muro es menor al esfuerzo máximo exigido por la norma.

### 2.2.2 Losa maciza

El pre-dimensionado es aproximado donde utiliza como referencia la dimensión de la luz (Ln) y lo relaciona con el espesor (h), el Ing. Antonio Blanco Blasco plantea las siguientes fórmulas:

$$h \geq \frac{Ln}{40} \dots\dots\dots (1)$$

$$\sum \frac{Pe}{180} \dots\dots\dots (2)$$

Donde “h” es el espesor de la losa, “Ln” mayor dimensión de la losa maciza, “Pe” perímetro de la losa.

El paño de losa maciza más grande presente en el proyecto está ubicado en el cuadrante 19 y DG, tiene una luz de Ln = 5.5 m de longitud en la dirección más larga y un perímetro de 17.2 m. Al reemplazar los valores en la fórmula “1” resulta 5.5/40 = 0.13 m y en la fórmula “2” resulta 17.8/180 = 0.098 m.

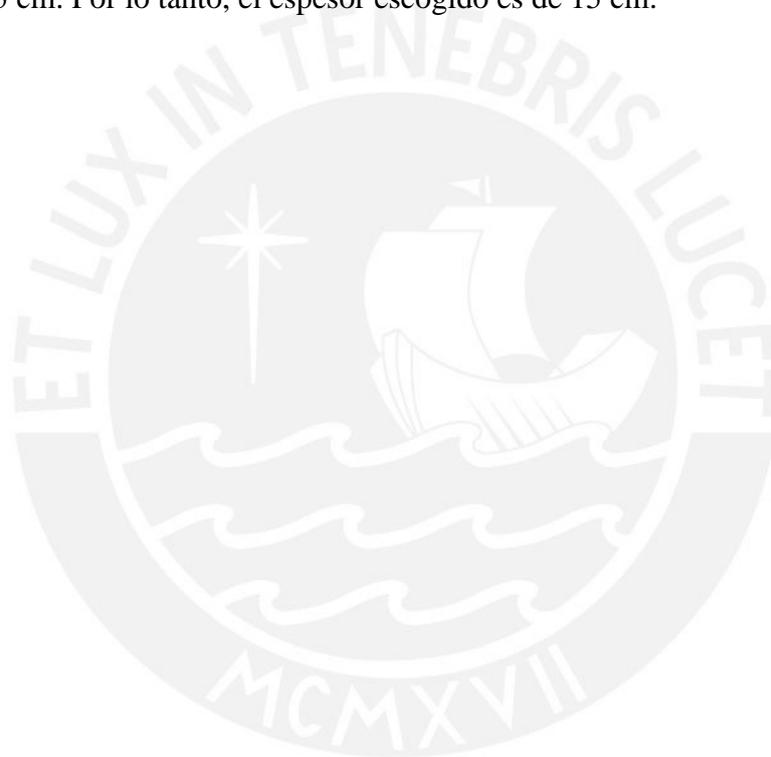
Se ha tomado como referencia el paño de losa maciza mayor; por lo tanto, el espesor de la losa maciza escogida será de 0.12 m.

### **2.2.3 Viga dintel**

Es aquel elemento estructural que permite crear vanos en los muros con la finalidad de establecer las puertas y ventanas. En este caso el peralte es de 0.30 m y el ancho es igual a 0.13 m.

### **2.2.4 Placa de concreto armado**

En la norma E.060 Art. 21.9.3.2, menciona que el espesor de los muros de corte debe ser como mínimo  $1/25$  veces la altura entre elementos que le brinden apoyo lateral ( $2.5/25 = 0.10$  m) ni menor a 15 cm. Por lo tanto, el espesor escogido es de 15 cm.



## Capítulo 3: Metrado de cargas

### 3.1 Consideraciones para carga muerta y carga viva

Para la elaboración del presente capítulo se ha tomado como referencia la norma “E.020 Cargas” y según lo planteado en el capítulo 1 – 1.7, se muestra lo siguiente:

#### *Carga muerta*

Son aquellas que están de forma constante en el edificio; por ejemplo, peso propio de elementos estructurales, muros de albañilería, losas, elementos arquitectónicos fijos, etc.

- Peso propio del concreto armado:  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Peso propio de muro de albañilería confinada:  $1800 \text{ kg/m}^3$   
(Unidades de arcilla cocida hueca, Anexo 1 de la norma E.020 – Art.26).
- Peso propio de muro de albañilería confinada + tarrajeo:  $2108 \text{ kg/m}^3$
- Piso terminado (e = 5 cm):  $100 \text{ kg/m}^2$
- Enlucido de mortero de cemento (tarrajeo):  $2000 \text{ kg/ m}^2\text{cm}^2$

#### *Carga viva*

Son aquellas cargas no permanentes en el tiempo; por ejemplo, el mobiliario, personas, tabiquería móvil, etc. Es más complejo estimar su valor para el diseño.

- Sobrecarga para una vivienda:  $200 \text{ kg/m}^2$
- Carga viva en la azotea:  $100 \text{ kg/m}^2$

### 3.2 Muros de albañilería

A continuación, se presenta las secciones consideradas para el metrado de los muros:

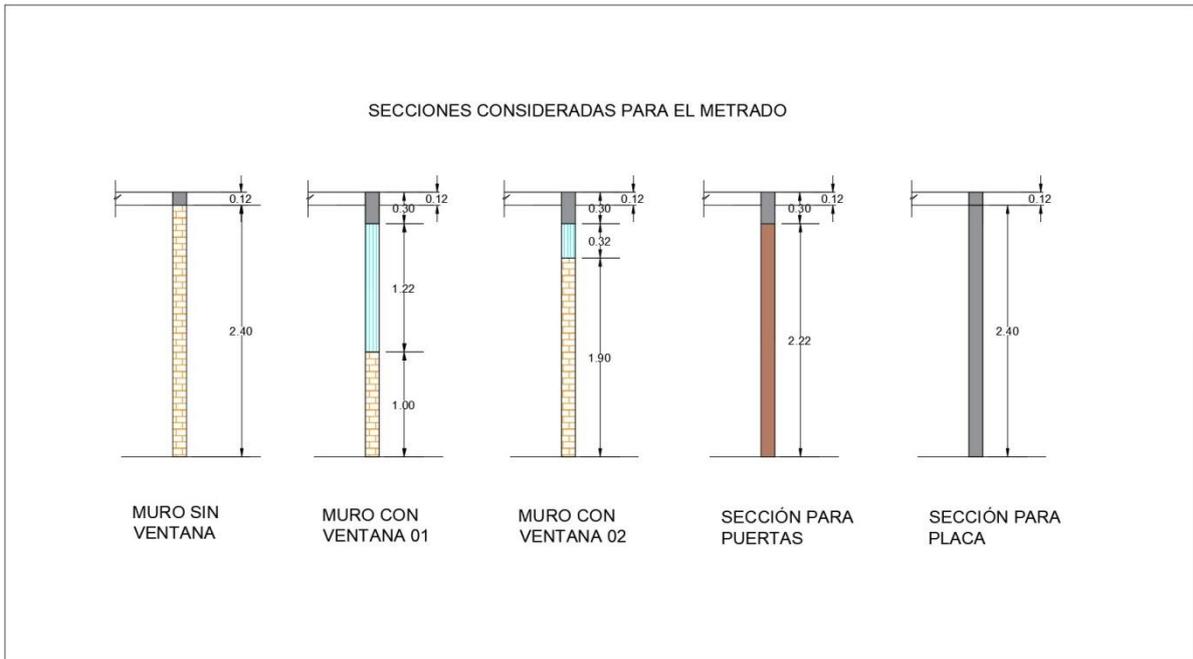


Figura 5 Sección típica transversal considerada en muros

Fuente: Propia

Primero se define el peso uniforme lineal y propio del muro de albañilería más el tarrajeo de espesor 1 cm por cara:

$$W_{alb + tarr} = \frac{(1.8 * 0.13) + (2 * 0.02)}{0.13} = 2.108 \text{ ton/m}^3$$

➤ Piso típico:

Tabla 6 Datos - Muro portante

Símbolo	Descripción	Valor	Unidad
hm	Altura muro	2.22	m
hs	Altura viga solera	0.12	m
hd	Altura viga dintel	0.30	m
ha	Altura de alféizar	1.00	m
hab	Altura de alféizar en baño	1.90	m
ef	Espesor efectivo de muro	0.13	m
et	Espesor tarrajeo una cara	0.01	m
PEalbt	Peso específico de muro más tarrajeo	2.108	ton/m <sup>3</sup>
PEc	Peso específico del concreto	2.400	ton/m <sup>3</sup>
PEt	Peso específico del tarrajeo	2.00	ton/m <sup>3</sup>

Fuente: Propia

*Muros portantes:*

Proceso:

Tabla 7 Carga distribuida - Muro portantes

Descripción	Proceso	Valor	Unidad
<b>W muro exterior</b>	$(hm*ef*PEalbt)+(hs*ef*PEc)+(PEt*et*hs)$ $2.22*0.13*2.108+0.12*0.13*2.4+2*0.01*0.12$	0.646	ton/m
<b>W muro interior</b>	$(hm*ef*PEalbt)+(hs*ef*PEc)$ $2.22*0.13*2.108+0.12*0.13*2.4$	0.645	ton/m

Fuente: Propia

*Muros no portantes:*

Proceso:

Tabla 8 Carga distribuida - Muro no portante

Descripción	Proceso	Valor	Unidad
<b>W alf</b>	$ef*PEalbt*ha+hd*ef*Pec+(PEt*et*hi)$ $0.13*2.108*1+0.3*0.13*2.4+2*0.01*0.48$	0.377	ton/m
<b>W alf baño</b>	$ef*PEalbt*hab+hd*ef*Pec+(PEt*et*hi)$ $0.13*2.108*1.90+0.3*0.13*2.4+2*0.01*0.48$	0.623	ton/m

Fuente: Propia

➤ Azotea:

*Muros no portantes:*

La altura del muro es de 1 m, entonces  $W_{alf} = ef*PEalbt*ha = 0.274$  ton/m.

### 3.3 Escalera

Datos:

Tabla 9 Datos para el metrado de escalera

Símbolo	Valor	Unidad
P (paso)	0.26	m
Cp (contrapaso)	0.14	m
$\alpha$ (ángulo inclinación)	31.6	°
e (espesor de garganta)	0.12	ton/m <sup>2</sup>
PPpt	0.1	ton/m <sup>2</sup>
S/C	0.2	ton/m <sup>2</sup>
PEc	2.4	ton/m <sup>3</sup>

Fuente: Propia

➤ Tramo inclinado:

Para determinar la carga distribuida por área ( $W_{ti}$ ) se utiliza la siguiente fórmula:

$$W_{ti} = 2.4 * \left( \frac{C_p}{2} + e * \sqrt{1 + \left( \frac{C_p}{P} \right)^2} \right) \text{ ton/m}^2$$

*Carga muerta:*

$$W_{pp} = W_{ti} * 1 = 2.4 * \left( \frac{0.14}{2} + 0.14 * \sqrt{1 + \left( \frac{0.14}{0.25} \right)^2} \right) * 1 = 0.496 \text{ ton/m}$$

$$W_{pt} = PP_{pt} * 1 = 0.1 * 1 = 0.1 \text{ ton/m}$$

$$W_{pp} + W_{pt} = 0.596 \text{ ton/m}$$

*Carga viva:*

$$W_{s/c} = S/C * 1 = 0.200 \text{ ton/m}$$

➤ Tramo horizontal:

*Carga muerta:*

$$W_{pp} = P_{Ec} * e * 1 = 2.4 * 0.12 * 1 = 0.288 \text{ ton/m}$$

$$W_{pt} = PP_{pt} * 1 = 0.1 * 1 = 0.1 \text{ ton/m}$$

$$W_{pp} + W_{pt} = 0.388 \text{ ton/m}$$

*Carga viva:*

$$W_{s/c} = S/C * 1 = 0.200 \text{ ton/m}$$

Luego se determina el peso unitario por cada metro cuadrado de superficie:

Tabla 10 Obtención de la carga unitaria por metro cuadrado de la escalera

Unidad	Escalera 01	
	horizontal	inclinado
m <sup>2</sup>	3.62	4.9
ton/m <sup>2</sup>	0.380	0.596
ton	4.326	
ton/m <sup>2</sup>	0.508	

Fuente: Propia

Finalmente, se considera las siguientes cargas unitarias por metro cuadrado:

Carga muerta: 0.508 ton/m<sup>2</sup>

Carga viva: 0.200 ton/m<sup>2</sup>

### 3.4 Losa maciza

Para distribuir el peso de la losa maciza se ha considerado áreas tributarias, la siguiente figura presenta la división de la losa por áreas:

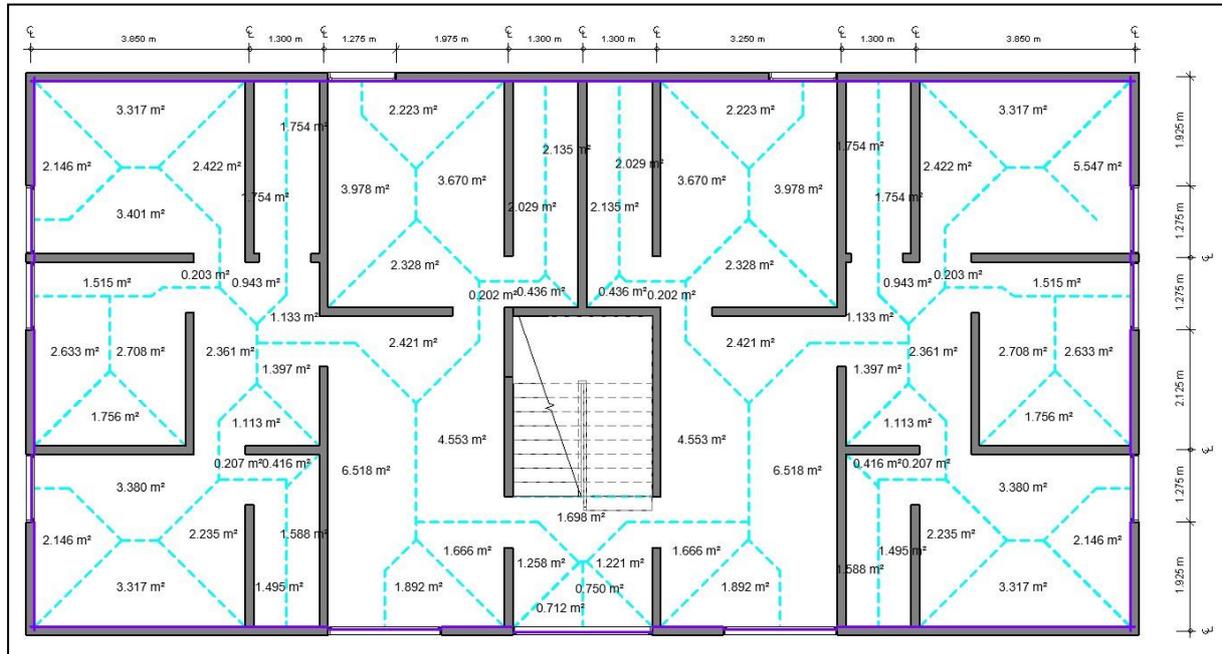


Figura 6 Áreas tributarias para la losa maciza

Fuente: Propia

### 3.4 Peso de cada entrepiso

El siguiente paso es determinar el peso que soporta cada muro estructural. Según el metrado de cargas considerado anteriormente se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 11 Carga muerta y viva para el piso típico en el eje X

Muro	L m	Atr m <sup>2</sup>	Peso (ton)						TOTAL Pm
			Muro	Viga dintel	Escalera	Losa maciza			
						PP	Pt	Pv	
MX01	4	3.317	2.584			0.955	0.332	0.663	3.871
MX02	2.95	5.136	2.143	0.049		1.479	0.514	1.027	4.184
MX03	2.95	4.916	2.369	0.097		1.416	0.492	0.983	4.374
MX04	4	3.317	2.584			0.955	0.332	0.663	3.871
MX05	1.45	1.736	0.936	0.049		0.500	0.174	0.347	1.659
MX06	2.35	4.749	1.518	0.097		1.368	0.475	0.950	3.457
MX07	3.35	3.223	2.405			0.928	0.322	0.645	3.655
MX08	4	3.317	2.584			0.955	0.332	0.663	3.871
MX09	2.95	5.136	2.143	0.049		1.479	0.514	1.027	4.184
MX10	2.95	4.916	2.369	0.097		1.416	0.492	0.983	4.374

MX11	4	3.317	2.584			0.955	0.332	0.663	3.871
MX12	1.45	1.736	0.936	0.049		0.500	0.174	0.347	1.659
MX13	2.35	4.749	1.518	0.097		1.368	0.475	0.950	3.457
MX14	3.35	3.223	2.405			0.928	0.322	0.645	3.655
MX15	3.35	0.872	2.163		0.761	0.251	0.087	0.174	3.263
PX01	1.33	1.892	1.532			0.545	0.189	0.378	2.266
PX02	1.33	1.892	1.532			0.545	0.189	0.378	2.266

Fuente: Propia

El mismo procedimiento se realiza para los muros en el eje Y, la tabla siguiente muestra el resumen obtenido:

Tabla 12 Carga muerta y viva para el piso típico en el eje Y

Muro	L m	Atr m <sup>2</sup>	Peso (ton)						TOTAL Pm
			Muro	Viga dintel	Escalera	Losas macizas			
						PP	Pt	Pv	
MY01	2.1	4.146	1.597			1.194	0.415	0.829	3.206
MY02	2.3	2.633	1.712			0.758	0.263	0.527	2.734
MY03	1.95	4.146	1.500			1.194	0.415	0.829	3.109
MY04	2.38	3.733	1.537	0.070		1.075	0.373	0.747	3.056
MY05	2.47	5.069	1.595	0.049		1.460	0.507	1.014	3.611
MY06	3.22	5.322	2.485	0.097		1.533	0.532	1.064	4.647
MY07	4.7	9.603	3.832			2.766	0.960	1.921	7.558
MY08	4.32	6.865	3.436			1.977	0.687	1.373	6.100
MY09	1.65	2.924	1.066	0.049		0.842	0.292	0.585	2.249
MY10	3.45	5.402	2.228	0.140	2.086	1.556	0.540	1.080	6.551
MY11	3.22	5.699	2.080	0.049		1.641	0.570	1.140	4.339
MY12	2.1	4.146	1.597			1.194	0.415	0.829	3.206
MY13	2.3	2.633	1.712			0.758	0.263	0.527	2.734
MY14	1.95	4.146	1.500			1.194	0.415	0.829	3.109
MY15	2.38	3.733	1.537	0.049		1.075	0.373	0.747	3.034
MY16	2.47	5.069	1.595	0.049		1.460	0.507	1.014	3.611
MY17	3.22	5.322	2.485	0.097		1.533	0.532	1.064	4.647
MY18	4.7	9.603	3.832			2.766	0.960	1.921	7.558
MY19	4.32	6.865	3.436			1.977	0.687	1.373	6.100
MY20	1.65	2.924	1.066	0.049		0.842	0.292	0.585	2.249
MY21	3.45	5.402	2.228	0.140	2.086	1.556	0.540	1.080	6.551
MY22	3.22	5.699	2.080	0.049		1.641	0.570	1.140	4.339
MY23	4.32	4.35	3.280			1.253	0.435	0.870	4.968

Fuente: Propia

Luego se presenta el resumen del peso total por cada muro:

Tabla 13 Carga total por cada muro en el eje X

Muro	Pm	PI	0.25*PI	Pserv	Pm+0.25*Pv
	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
MX01	16.994	2.654	0.663	19.648	17.658
MX02	16.977	4.109	1.027	21.086	18.004
MX03	17.962	3.933	0.983	21.894	18.945
MX04	16.994	2.654	0.663	19.648	17.658
MX05	6.634	1.389	0.347	8.023	6.982
MX06	13.830	3.799	0.950	17.629	14.780
MX07	16.126	2.578	0.645	18.704	16.771
MX08	16.994	2.654	0.663	19.648	17.658
MX09	16.977	4.109	1.027	21.086	18.004
MX10	17.962	3.933	0.983	21.894	18.945
MX11	16.994	2.654	0.663	19.648	17.658
MX12	6.634	1.389	0.347	8.023	6.982
MX13	13.830	3.799	0.950	17.629	14.780
MX14	16.126	2.578	0.645	18.704	16.771
MX15	13.391	0.872	0.218	14.263	13.609
PX01	9.958	1.514	0.378	11.472	10.337
PX02	9.958	1.514	0.378	11.472	10.337

Fuente: Propia

Tabla 14 Carga total por cada muro en el eje Y

Muro	Pm	PI	0.25*PI	Ps	Pm+0.25*Pv
	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>
MY01	13.856	3.317	0.829	17.173	14.686
MY02	12.030	2.106	0.527	14.136	12.556
MY03	13.412	3.317	0.829	16.729	14.241
MY04	12.468	2.986	0.747	15.454	13.214
MY05	14.442	4.055	1.014	18.497	15.456
MY06	18.834	4.258	1.064	23.091	19.898
MY07	30.869	7.682	1.921	38.552	32.790
MY08	24.884	5.492	1.373	30.376	26.257
MY09	9.485	2.339	0.585	11.824	10.070
MY10	28.299	5.402	1.351	33.701	29.649
MY11	17.602	4.559	1.140	22.162	18.742
MY12	13.856	3.317	0.829	17.173	14.686
MY13	12.030	2.106	0.527	14.136	12.556
MY14	13.412	3.317	0.829	16.729	14.241
MY15	12.381	2.986	0.747	15.368	13.128
MY16	14.442	4.055	1.014	18.497	15.456

MY17	18.834	4.258	1.064	23.091	19.898
MY18	30.869	7.682	1.921	38.552	32.790
MY19	24.884	5.492	1.373	30.376	26.257
MY20	9.485	2.339	0.585	11.824	10.070
MY21	28.299	5.402	1.351	33.701	29.649
MY22	17.602	4.559	1.140	22.162	18.742
MY23	20.362	3.480	0.870	23.842	21.232

Fuente: Propia



## Capítulo 4: Análisis sísmico

Para el desarrollo del presente capítulo se ha utilizado la norma E.030 Diseño Sismorresistente del año 2018. El programa para el sustento sísmico es el Etabs V18. Algunos criterios utilizados para modelar cada elemento estructural son mediante el diseño en una dirección para columnas y vigas; y de dos direcciones para losas y muros. Para evitar que la estructura adquiera mayor rigidez accidental, se aislarán los muros no portantes.

Según sea el tipo de sismo, la estructura deberá cumplir lo siguiente:

- Leve: El nivel de daño en la estructura debe ser nula.
- Moderado: El nivel de daño debe ser mínimo con posibilidad de ser reparado.
- Severo: El nivel de daño puede ser mayor, evitando colapsar para salvaguardar las vidas humanas.

### 4.1 Rigidez equivalente en muros de albañilería

Según lo expuesto en la norma E.070 Art.24.6, indica que a cada muro se le adicionará el 25% de la sección transversal o 6 veces el espesor del muro ortogonal  $6 \cdot 0.13 = 0.78$  m (el mayor). El aporte no deberá superar la mitad de su longitud. Además, el aporte de las columnas de concreto de confinamiento se realiza mediante la transformada, multiplicando su espesor por la relación de módulos  $E_c/E_m = 6.1$ , entonces  $0.13 \cdot 6.1 = 0.8$  m; donde “ $E_c$ ” es el módulo de elasticidad del concreto y “ $E_m$ ” es el módulo de elasticidad del muro de albañilería.

Como ejemplo se presenta el muro MX01 con su área transversal real y su área equivalente debido a los muros ortogonales:

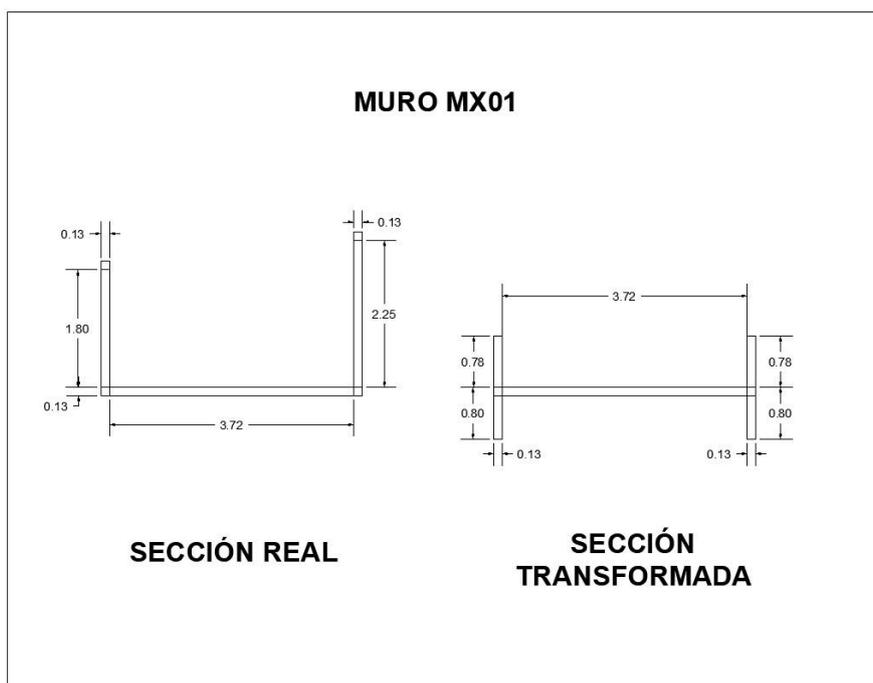


Figura 7 Sección transformada del muro de albañilería MX01 (m)

Fuente: Propia

El mismo procedimiento se realiza para todos los muros de la estructura. A continuación, se presenta la tabla resumen para los muros en el eje X:

Tabla 15 Propiedades de cada muro de albañilería en la dirección X

X-X							
Muro	e	Área real	Área transformada		Área corte	Centro gravedad	Inercia total
		Ar	Ati	Atd	Ac	Xcg	It
	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>
MX01	0.13	1.009	0.205	0.205	0.518	1.990	0.6431
MX02	0.13	0.898	0.205	0.205	0.382	1.465	0.2917
MX03	0.13	-	0.104	0.104	-	1.335	0.2062
MX04	0.13	1.116	0.205	0.205	0.518	1.990	0.6431
MX05	0.13	0.726	0.104	0.205	0.186	0.858	0.0656
MX06	0.13	0.759	0.205	0.104	0.286	0.915	0.1280
MX07	0.13	0.622	0.104	0.205	0.273	1.235	0.1163
MX08	0.13	1.009	0.205	0.205	0.518	1.990	0.6431
MX09	0.13	0.898	0.205	0.205	0.382	1.465	0.2917
MX10	0.13	-	0.104	0.104	-	1.335	0.2062
MX11	0.13	1.116	0.205	0.205	0.518	1.990	0.6431
MX12	0.13	0.726	0.104	0.205	0.186	0.858	0.0656
MX13	0.13	0.759	0.205	0.104	0.286	0.915	0.1280
MX14	0.13	0.622	0.104	0.205	0.273	1.235	0.1163

MX15	0.13	1.086	0.205	0.205	0.356	1.365	0.2364
------	------	-------	-------	-------	-------	-------	--------

Fuente: Propia

Tabla 16 Propiedades de cada muro de albañilería en la dirección Y

Y-Y							
Muro	e	Área real	Área transformada		Área corte	Centro gravedad	Inercia total
		Ar	Ati	Atd	Ac	Ycg	It
	m	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>4</sup>
MY01	0.13	0.734	0.104	0.205	0.284	1.279	0.1256
MY02	0.13	0.623	0.104	0.205	0.310	1.388	0.1522
MY03	0.13	0.717	0.205	0.104	0.267	0.848	0.1109
MY04	0.13	0.775	0.104	0.205	0.325	1.453	0.1709
MY05	0.13	0.775	0.104	0.205	0.325	1.453	0.1709
MY06	0.13	0.883	0.205	0.104	0.433	1.436	0.3617
MY07	0.13	0.726	0.104	0.104	0.758	2.923	1.8984
MY08	0.13	0.759	0.104	0.205	0.539	2.325	0.6860
MY09	0.13	1.103	0.104	0.205	0.208	0.957	0.0746
MY10	0.13	0.703	0.205	0.104	0.416	1.375	0.3236
MY11	0.13	0.622	0.205	0.104	0.416	1.375	0.3236
MY12	0.13	0.734	0.104	0.205	0.284	1.279	0.1256
MY13	0.13	0.623	0.104	0.205	0.310	1.388	0.1522
MY14	0.13	0.717	0.205	0.104	0.267	0.848	0.1109
MY15	0.13	0.775	0.104	0.205	0.325	1.453	0.1709
MY16	0.13	0.775	0.104	0.205	0.325	1.453	0.1709
MY17	0.13	0.883	0.205	0.104	0.433	1.436	0.3617
MY18	0.13	0.726	0.104	0.104	0.758	2.923	1.8984
MY19	0.13	0.759	0.104	0.205	0.539	2.325	0.6860
MY20	0.13	1.103	0.104	0.205	0.208	0.957	0.0746
MY21	0.13	0.703	0.205	0.104	0.416	1.375	0.3236
MY22	0.13	0.622	0.205	0.104	0.416	1.375	0.3236
MY23	0.13	0.844	0.104	0.205	0.556	2.393	0.7521

Fuente: Propia

La siguiente imagen presenta el modelo de la estructura en Etabs:

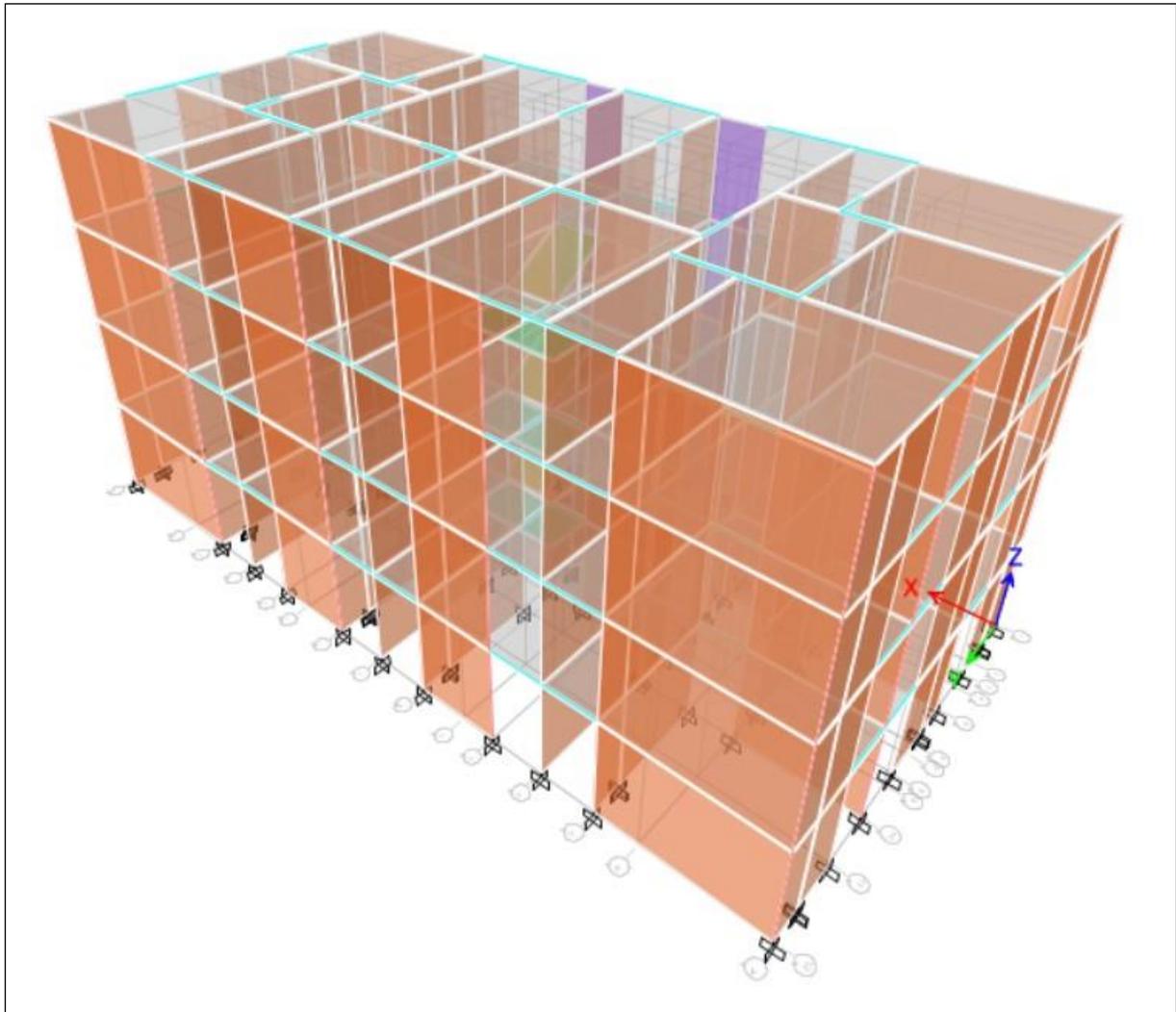


Figura 8 Modelo 3D de la estructura

Fuente: Propia

En la *Figura 8* los muros de albañilería son de color anaranjado, las vigas dinteles de color celeste y las placas de concreto armado de color morado.

El análisis sísmico en Etabs va a estar conformado por lo siguiente:

- El primer modelo consiste en dibujar todos los elementos estructurales, definición de los materiales y la asignación de las cargas.
- El segundo modelo se genera a partir de una copia del primer modelo y se utiliza para el análisis sísmico en la dirección X. Al sistema de muros en la dirección X se le agrega el aporte en rigidez de los muros en la dirección Y.

- El tercer modelo, al igual que el segundo, se realiza una copia del primer modelo y se utiliza para el análisis sísmico en la dirección Y. Al sistema de muros en la dirección Y se le agrega el aporte en rigidez de los muros en la dirección X.

A modo de comparativa se ha modelado el edificio considerando el aporte de la rigidez de todos los muros en un sólo modelo. El resultado obtenido se adjunta en el ANEXO 01 donde se puede apreciar las fuerzas internas de corte y momento flector de cada muro.

## 4.2 Parámetros sísmicos

### 4.2.1 Factor de Zonificación

La edificación se encuentra en el departamento de Lima; por lo tanto, según la norma E.030 pág.7, le corresponde la **Zona 4 = Z = 0.45g**.

### 4.2.2 Parámetros de sitio (S, Tp y Tl)

Según el informe “PLAN DE REHABILITACIÓN ANTE EMERGENCIA Y DESASTRES” elaborado por parte de la municipalidad del distrito de San Martín de Porres, en el capítulo 4.1 Medio físico natural y cultural, se muestra el estudio de zonificación geotécnica – sísmica del distrito. De esta manera el proyecto se cataloga dentro de la zona I con una capacidad portante del terreno de 4.5 kg/cm<sup>2</sup> y un tipo de suelo S1 (roca o suelo muy rígido).

Según la tabla 3 y 4 de la norma E.030, le corresponde un factor de suelo (S) igual a **1.00**, un Tp = 0.4 s y un Tl = 2.5 s.

### 4.2.3 Factor de amplificación sísmica (C)

Para obtener el factor “C” depende de las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C = 2.5$$

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p}{T}\right)$$

$$T > T_l \quad C = 2.5 * \left(\frac{T_p * T_l}{T^2}\right)$$

#### 4.2.4 Categoría de la edificación y factor de uso (U)

La edificación se considera como categoría C “Edificaciones comunes” – vivienda; por lo tanto, el factor de uso es  $U = 1.0$ .

#### 4.2.5 Coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica inicial (Ro):

El primer paso es definir el coeficiente de reducción inicial “Ro” que depende del sistema estructural y es un valor previo al análisis que se corrobora luego de obtener los esfuerzos por cortante interno. Según la tabla 7 de la norma E.030 muestra los “Ro” para diferentes tipos de sistema estructural, para el sismo severo se establece como  $R_o=3$ . El análisis sísmico se realiza para el sismo moderado ( $R=6$ ); para obtener las reacciones internas ante sismo severo se multiplica por dos el resultado del sismo moderado.

Luego se debe multiplicar por los factores de irregularidades “Ia” e “Ip”. Se asume la estructura como regular por el momento y de esta manera los factores de irregularidad serían igual a 1.

#### 4.3 Peso sísmico

Según la norma E.030 Art.26 el peso del edificio se calcula al considerar el 100% del peso muerto más el 25% de la sobrecarga (edificaciones categoría C, en azoteas y techos).

La metodología utilizada para el metrado es por cada entrepiso, el modelo para la idealización de una masa puntual considera un entrepiso más la mitad de los elementos verticales tanto por encima como por debajo del entrepiso.

A continuación, se presenta el peso obtenido por cada entrepiso:

Tabla 17 Peso por cada entrepiso

Story	Mass	Peso
	tonf-s <sup>2</sup> /m	tonf
4	13.702	138.11
3	16.943	170.78
2	17.048	171.85
1	17.048	171.85
Total	64.74	652.59

Fuente: Propia

#### 4.4 Ubicación del centro de masa (CM) y centro de rigidez (CR)

La obtención de CM y CR va a depender de la distribución de los elementos utilizados en la estructuración; la siguiente tabla muestra la ubicación del CM y CR para cada dirección:

Tabla 18 Ubicación del CM (XCM y YCM) y CR (CRX y CRY)

Story	XCM	YCM	XCR	YCR
	m	m	m	m
4	9.6832	4.9291	9.6949	5.049
3	9.6843	4.9176	9.6958	5.0204
2	9.6795	4.8986	9.7009	4.9674
1	9.6795	4.8986	9.7037	4.6366

Fuente: Propia

El espectro de pseudo-aceleración válido para los ejes X e Y es el siguiente:

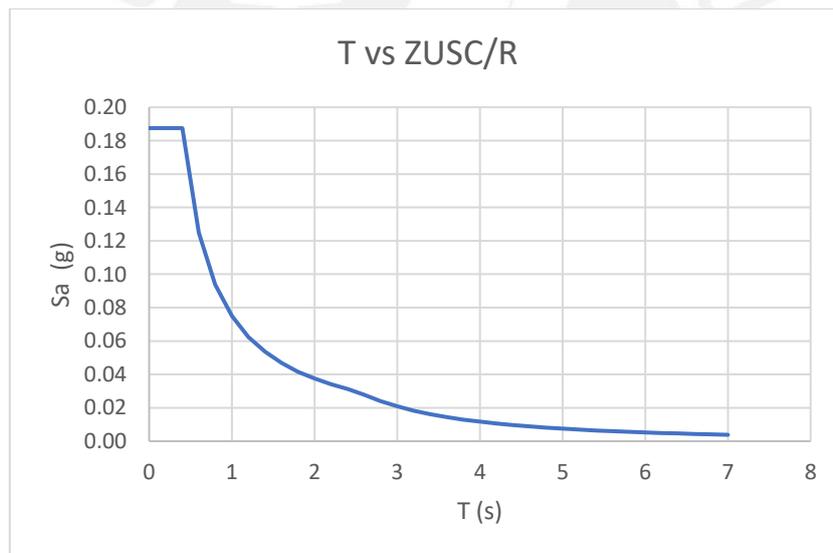


Figura 9 Espectro de pseudo-aceleración

Fuente: Propia

#### 4.5 Irregularidades estructurales

##### 4.5.1 En altura

- Irregularidad de rigidez – Piso Blando

En la tabla 8 de la norma E.030 dice que, en cualquier dirección de análisis, si la rigidez lateral de un entrepiso es menor al 70% del superior o menor al 80% del promedio de los tres entrepisos superiores; entonces tiene esta irregularidad.

A continuación, se presenta el criterio utilizado para determinar la irregularidad:

Tabla 19 Comprobación de piso blando en X-X

Story	Output Case	Location	VX	UX		Rigidez X-X	0.7 Rigidez piso inmediato superior	¿Kent i > 0.7 Kent i+1?	0.8*Prom (Kent i+1+Kent i+2 +Kent i+3)	¿Kent i > 0.8*Prom (Kent i+1 +Kent i+2 +Kent i+3)?
			tonf	m	mm	tonf/mm	tonf/mm	-	tonf/mm	-
Story4	SD XX	Bottom	37.311	0.000759	0.759	49.16		Ok		
Story3	SD XX	Bottom	67.7683	0.000859	0.859	78.89	34.411	Ok		
Story2	SD XX	Bottom	87.3676	0.000825	0.825	105.90	55.224	Ok		
Story1	SD XX	Bottom	96.8336	0.00052	0.52	186.22	74.130	Ok	77.98	Ok

Fuente: Propia

Tabla 20 Comprobación de piso blando en Y-Y

Story	Output Case	Location	VY	UY		Rigidez Y-Y	0.7 Rigidez piso inmediato superior	¿Kent i > 0.7 Kent i+1?	0.8*Prom (Kent i+1+Kent i+2 +Kent i+3)	¿Kent i > 0.8*Prom (Kent i+1 +Kent i+2 +Kent i+3)?
			tonf	m	mm	tonf/mm	tonf/mm	-	tonf/mm	-
Story4	SD YY	Bottom	36.7558	0.000485	0.485	75.79		Ok		
Story3	SD YY	Bottom	68.2606	0.000592	0.592	115.31	53.04961	Ok		
Story2	SD YY	Bottom	88.9288	0.000593	0.593	149.96	80.71355	Ok		
Story1	SD YY	Bottom	99.2312	0.000404	0.404	245.62	104.975	Ok	113.68	Ok

Fuente: Propia

A partir del resultado presentado se puede apreciar que no se presenta la irregularidad de piso blando.

➤ **Irregularidad de resistencia – Piso débil**

Existe esta irregularidad si la resistencia en un entrepiso frente a la fuerza cortante es menor al 80% del entrepiso superior. No existe dicha irregularidad ya que los elementos estructurales son continuos en altura.

➤ **Irregularidad de masa o peso**

Existe esta irregularidad si el peso de un piso es mayor a 1.5 veces al piso adyacente; como se puede apreciar en la Tabla 17 el peso no varía en más de 1.5 veces del piso adyacente. Se concluye que no existe dicha irregularidad.

➤ **Irregularidad geométrica vertical**

Existe esta irregularidad si la dimensión en planta resistente a cargas laterales es mayor a 1.3 veces a un piso adyacente; no existe dicha irregularidad ya que la edificación es continua en toda su altura.

➤ **Discontinuidad en los sistemas resistentes**

Existe esta irregularidad cuando en un elemento que resiste como mínimo el 10% de la fuerza cortante presenta un deslizamiento vertical. No existe dicha irregularidad ya que el edificio es continuo en altura.

**4.5.2 En planta**

➤ **Irregularidad torsional**

Existe la irregularidad cuando el desplazamiento máximo relativo de entrepiso en un extremo (con excentricidad accidental) es mayor a 1.3 veces al desplazamiento relativo promedio del extremo. A continuación, se presentan las tablas para verificar este criterio:

Tabla 21 Irregularidad torsional - X-X

Entrepiso	Output Case	Dirección	d Máx	d Promedio	1.3 * d Promedio	¿d max < 1.3 d prom?
			cm	cm	cm	
4	SD XX	X	0.387	1.257	1.634	Ok
3	SD XX	X	0.328	0.933	1.213	Ok
2	SD XX	X	0.193	0.569	0.740	Ok

1	SD XX	X	0.047	0.219	0.285	Ok
---	-------	---	-------	-------	-------	----

Fuente: Propia

Tabla 22 Irregularidad torsional - Y-Y

Entrepiso	Output Case	Dirección	d Máx	d Promedio	1.3 * d Promedio	¿d max < 1.3 d prom?
			cm	cm	cm	Criterio
4	SD YY	Y	0.177	0.816	1.061	Ok
3	SD YY	Y	0.167	0.626	0.814	Ok
2	SD YY	Y	0.105	0.395	0.513	Ok
1	SD YY	Y	0.029	0.162	0.210	Ok

Fuente: Propia

En conclusión, no existe la irregularidad torsional ya que la deriva máxima obtenida por cada entrepiso es menor a 1.3 veces a la derivada promedio.

➤ **Esquinas entrantes**

Existe esta irregularidad cuando en una esquina entrante la dimensión en las dos direcciones es mayor al 20% del total. La edificación no presenta esta irregularidad porque no posee esquinas entrantes.

➤ **Discontinuidad del diafragma**

Existe esta irregularidad cuando el diafragma tiene aberturas mayores al 50% de su área bruta. Además, existe la irregularidad si la sección transversal del diafragma tiene un área neta resistente menor al 25% del área total.

No existe esta irregularidad ya que la abertura no supera el 50% del área bruta del diafragma. Además, la resistencia de la sección transversal no es menor al 25% del total.

➤ **Sistemas no paralelos**

Existe esta irregularidad cuando los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos. No existe la irregularidad porque todos los elementos son paralelos a los ejes principales X e Y.

#### **4.6 Coeficiente básico de reducción de fuerza sísmica (R)**

En la sección 4.4 se ha evaluado todos los criterios de irregularidades, en resumen, la estructura no presenta ningún criterio; por lo tanto, se clasifica como regular ( $I_a = I_p = 1$ ).

Finalmente, se obtiene para ambas direcciones:

$$R_x = R_y = R * I_a * I_p$$

$$R = 6 * 1 * 1 = 6$$

#### **4.7 Consideraciones aplicadas para el análisis sísmico**

Mediante la idealización del diafragma como una masa puntual cuya ubicación es el centroide en planta de cada entrepiso, es posible realizar el estudio por cortante de cada entrepiso de la edificación.

Para continuar con el análisis sísmico se utiliza el criterio de que los elementos horizontales en un entrepiso (las losas y vigas) actúan entre sí como un sólo conjunto (denominado diafragma rígido). Cada punto que pertenece al diafragma rígido se moverá de manera similar facilitando el cálculo en el análisis.

Por otro lado, se busca obtener un comportamiento dúctil frente a uno frágil ya que el segundo representa una falla por corte instantáneo de la estructura (con poca o nula deformación). Para ello, el elemento estructural tiene que ser capaz de deformarse tanto de manera lineal y rotacional.

#### **4.8 Períodos de vibración**

Para el análisis se considera en cada entrepiso 3 GDL (grados de libertad) donde 2 grados son de traslación y uno de rotación. Se obtiene un período para el eje X de:  $T_x = 0.205$  s y para el eje Y de  $T_y = 0.157$  s.

El factor de amplificación, con un  $T_p = 0.4$  s y un  $T_l = 2.5$  s resulta lo siguiente:

$$T < T_p$$

$$T_x \text{ y } T_y < 0.4 \rightarrow C = 2.5$$

Para el caso de traslación pura en la dirección X e Y:

Tabla 23 Periodo de vibración en traslación pura en X

Mode	Period	UX	UX (%)
	sec		
1	0.201	0.7738	77.4
2	0.058	0.1706	17.1
3	0.031	0.0422	4.2
4	0.022	0.012	1.2
5	0.008	5.50E-07	0.0
6	0.007	0.0002	0.0
7	0.007	0.0012	0.1
8	0.002	0	0.0
9	0.002	0	0.0
10	0.002	1.95E-06	0.0
11	0.002	5.19E-07	0.0
12	0.002	2.18E-06	0.0
<b>Total</b>		1.00	100.00

Fuente: Propia

Tabla 24 Periodo de vibración en traslación pura en Y

Mode	Period	UY	UY (%)
	sec		
1	0.156	0.8006	80.1
2	0.047	0.1552	15.5
3	0.026	0.0359	3.6
4	0.02	0.0069	0.7
5	0.007	0.0001	0.0
6	0.005	0.0005	0.1
7	0.004	0.0007	0.1
8	0.003	0	0.0
9	0.003	0	0.0
10	0.003	0	0.0
11	0.002	0	0.0
12	0.002	0	0.0
<b>Total</b>		1.00	100.0

Fuente: Propia

Para el caso de traslación pura tanto en el X como en el eje Y, resulta un período de 0.201 s y 0.156 s respectivamente.

## 4.9 Fuerza de corte en la base

### 4.9.1 Cortante estático en la base

Según la norma E.030 Art.28, brinda la siguiente fórmula para hallar el cortante en la base:

$$V_{est} = \frac{ZUCS}{R} * Peso$$

Donde Z, U, C, S y R son los parámetros sísmicos que se han obtenido en la sección 4.1. El coeficiente “C” depende del período (para  $T_x = 0.241$  s y  $T_y = 0.216$  s) como ambos períodos son menores a  $T_p = 0.4$  s le corresponde un  $C = 2.5$ .

La siguiente tabla presenta el procedimiento para obtener el cortante estático en la base:

Tabla 25 Proceso para obtener el cortante estático en la base

C/R	0.417
¿C/R ≥ 0.11?	SI
ZUCS/R	0.188
V basal = (ZUCS/R) * Peso	122.36

Fuente: Propia

Tabla 26 Cortante estático en la base

Story	Diaphragm	Mass	Peso (ton)	h (m)	Pix(hi)^k	ai	Fi=ai*Vbasal (ton)
		tonf-s <sup>2</sup> /m					
Story4	D4	13.70	138.114	10.08	1392.19	0.350	42.77
Story3	D3	16.94	170.784	7.56	1291.13	0.324	39.67
Story2	D2	17.05	171.847	5.04	866.11	0.217	26.61
Story1	D1	17.05	171.847	2.52	433.06	0.109	13.31
Total		64.742	652.593	25.200	3982.48	1.00	122.36

Fuente: Propia

Se observa en la Tabla 26 las fuerzas de inercia “Fi” aplicadas en cada entrepiso; además, se obtiene la cortante estática en la base que es 122.36 ton.

### 4.9.2 Cortante dinámico en la base

La obtención de la cortante dinámica se realiza con la metodología de “Combinación cuadrática” para la mezcla interna de las fuerzas. Mediante el software Etabs V18 se obtuvo los siguientes resultados:

Tabla 27 Cortante dinámico en X

Story	Load Case/Combo	V <sub>x</sub>	F
		tonf	tonf
4	SD XX	37.311	37.31
3	SD XX	67.7683	30.46
2	SD XX	87.3676	19.60
1	SD XX	96.8336	9.47
Total			96.83

Fuente: Propia

Tabla 28 Cortante dinámico en Y

Story	Load Case/Combo	V <sub>y</sub>	F
		tonf	tonf
4	SD YY	36.7558	36.76
3	SD YY	68.2606	31.50
2	SD YY	88.9288	20.67
1	SD YY	99.2312	10.30
Total			99.23

Fuente: Propia

El cortante dinámico en la base para la dirección X es de 96.83 ton y en la dirección Y es de 99.23 ton.

#### 4.10 Fuerza cortante mínima

Según la norma E.030 Art. 29.4 la fuerza de corte dinámico en el primer entrepiso no debe ser menor que el 80% del cortante dinámico en la base; de lo contrario, para cumplir con el mínimo indicado, se escala de forma proporcional las fuerzas obtenidas más no los desplazamientos.

Tabla 29 Cortante dinámica escalado en X

VE	VD	80%VE	¿VD >= 80%VE ?	Factor	VD Escalado
tonf	tonf	tonf			
122.36	96.8	97.89	No	1.01	97.90

Fuente: Propia

Tabla 30 Cortante dinámica escalado en Y

VE	VD	80%VE	¿VD >= 80%VE ?	Factor	VD Escalado
tonf	tonf	tonf			
122.36	99.23	97.89	Si	1.00	99.23

Fuente: Propia

#### 4.11 Deriva de entrepiso

Según la norma E.030 Art. 32 la deriva máxima permisible para el sistema de albañilería confinada es de 0.005. La deriva de entrepiso es el desplazamiento horizontal que sufre un nivel debido a la acción sísmica y no debe superar el máximo que indica la norma. Mediante el análisis sísmico en Etabs se obtienen las derivas elásticas, luego para obtener las derivas inelásticas se multiplica por 0.75R (sistema regular).

A continuación, se presenta la tabla resumen:

Tabla 31 Deriva elástica e inelástica en X

Entrepiso	Deriva elás	Deriva inelástica X-X			
		Regular		.75R * Deriva elás	Deriva límite
	‰	Rx	0.75R	‰	‰
4	0.295	6	4.5	1.328	5
3	0.335	6	4.5	1.508	5
2	0.323	6	4.5	1.454	5
1	0.204	6	4.5	0.918	5

Fuente: Propia

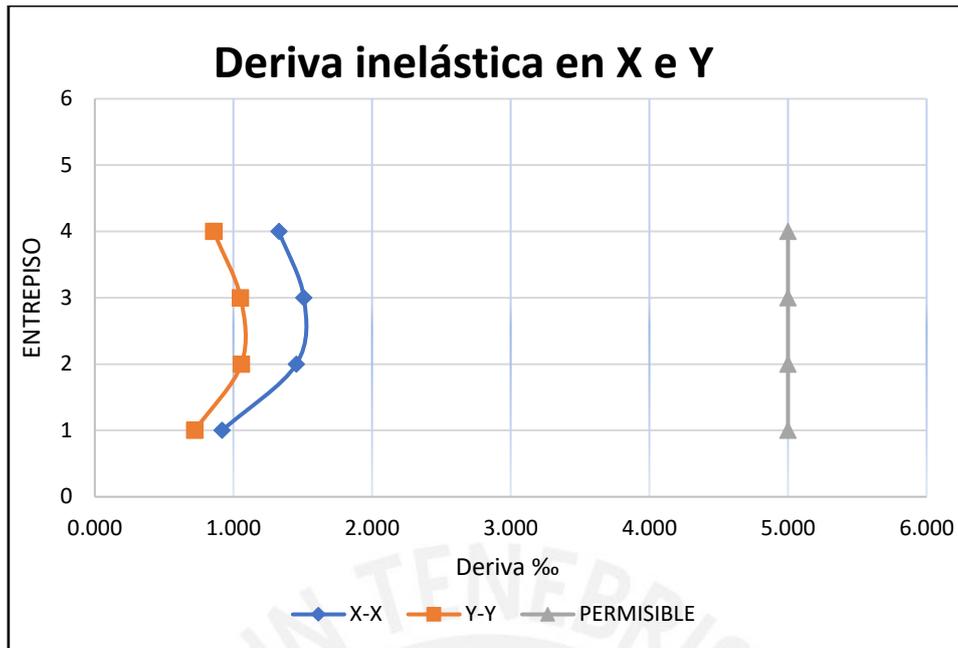
Tabla 32 Deriva elástica e inelástica en Y

Entrepiso	Deriva elás	Deriva inelástica Y-Y			
		Regular		.75R * Deriva elás	Deriva límite
	‰	Rx	0.75R	‰	‰
4	0.190	6	4.5	0.857	5
3	0.234	6	4.5	1.052	5
2	0.235	6	4.5	1.057	5
1	0.160	6	4.5	0.721	5

Fuente: Propia

Además, la siguiente figura muestra la deriva inelástica en cada dirección con la permisible:

Figura 10 Deriva inelástica en X e Y



Fuente: Propia

Como se puede apreciar en la Figura 10 las derivas inelásticas no sobrepasan el permisible (0.005). En ambas direcciones los desplazamientos son parecidos debido a la geometría en planta y distribución equitativa de los muros estructurales.

#### 4.12 Junta sísmica

Es la separación entre dos edificios colindantes, ésta debe ser suficiente para que una edificación ante las fuerzas sísmicas pueda desplazarse libremente sin chocar con el edificio vecino. El objetivo de hallar la junta sísmica es salvaguardar la integridad estructural y las vidas humanas que ocupan el edificio.

La siguiente tabla muestra los desplazamientos máximos de cada entrepiso en las direcciones X e Y:

Tabla 33 Máximos desplazamientos por cada entrepiso en X e Y

Entrepiso	Desp. X- X	Desp. Y- Y
	cm	cm
4	0.387	0.177
3	0.328	0.167
2	0.193	0.105
1	0.047	0.029

Fuente: Propia

Según la norma E.030 Art. 33 menciona lo siguiente:

- La separación entre edificios (s) no debe ser menor que:

$$S = 0.006 \cdot h \geq 0.03 \text{ m; donde "h" es la altura considerada para evaluar "s"}$$

$$S = 0.006 \cdot 11.08 = 6.65 \text{ cm} \geq 3 \text{ cm}$$

- El edificio se retira desde el límite de propiedad adyacente a lotes edificables de la siguiente manera:

$$\checkmark S1 = \frac{2}{3} * Dmax = \frac{2}{3} * 0.265 = 0.18 \text{ cm}$$

$$\checkmark S2 = \frac{s}{2} = \frac{6}{2} = 3.32 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la distancia de separación entre el límite de propiedad y la edificación es de 3 cm.

#### 4.13 Reacciones internas por sismo moderado

A continuación, se presentan las reacciones internas obtenidas (Ve y Me) para cada muro:

Tabla 34 Reacciones internas para muros en X

MURO	PISO 01		PISO 02		PISO 03		PISO 04	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m
MX01	8.145	45.7874	8.7956	30.6121	6.1645	14.078	2.8986	4.0958
MX02	5.8174	27.8339	6.1529	17.9174	4.6518	8.3644	2.9474	2.6732
MX03	5.3003	21.6231	4.5954	12.012	3.1087	5.2082	1.4702	1.5472
MX04	9.0103	55.3951	8.8924	34.725	6.2502	15.264	2.958	4.0664
MX05	0.1655	0.3861	0.0559	0.1113	0.0627	0.0559	0.0421	0.1041
MX06	4.592	15.4053	4.6479	9.5564	3.7762	5.0725	2.7226	2.2558
MX07	3.8014	14.549	3.0529	7.4494	2.1684	3.0574	1.155	1.0218
MX08	8.1546	53.4205	8.8053	34.7604	6.1728	15.411	2.9067	4.3176
MX09	5.8185	27.8323	6.1529	17.9233	4.6507	8.3613	2.9493	2.6587
MX10	5.3003	21.6238	4.5952	12.011	3.1081	5.2076	1.4689	1.5471
MX11	9.0097	55.3966	8.8927	34.7194	6.2512	15.2658	2.9585	4.0785
MX12	0.1854	0.4136	0.0542	0.1287	0.0593	0.0456	0.0403	0.1016
MX13	4.5974	15.3821	4.6623	9.5713	3.8039	5.0783	2.7454	2.3157
MX14	3.7987	14.5469	3.0511	7.4581	2.1701	3.067	1.1547	1.0227
MX15	5.9716	21.9565	7.8405	16.1379	6.4657	9.732	5.6791	5.3108
PX01	5.4036	11.101	0.5777	1.2758	1.8493	2.2514	0.5337	0.7541
PX02	5.4106	11.1083	0.5924	1.2892	1.8495	2.2573	0.5643	0.7456

Fuente: Propia

Tabla 35 Reacciones internas para muros en Y

MURO	PISO 01		PISO 02		PISO 03		PISO 04	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m
MY01	3.1378	10.326	2.3734	4.8667	1.7946	1.8854	0.9381	0.6407
MY02	3.6282	12.5738	2.9947	6.4764	2.2467	2.7487	1.1548	0.6591
MY03	2.9091	10.8151	1.8626	4.533	1.2123	1.3314	0.3308	0.995
MY04	3.567	13.4666	2.5788	6.2988	1.6998	2.0843	0.5495	1.0571
MY05	3.9803	14.6653	3.2584	7.4699	2.3694	2.945	1.1044	0.7561
MY06	5.152	22.7023	4.1348	11.7045	2.7842	4.0395	0.994	1.5688
MY07	8.484	36.9066	8.4855	22.5443	6.6151	10.5189	3.7169	3.0967
MY08	7.5327	33.1925	7.5206	20.3741	5.7847	9.5252	3.1324	2.8259
MY09	2.3037	3.3113	2.3387	3.0413	2.0837	2.6071	1.6338	1.9422
MY10	5.5349	16.0378	6.3794	10.1936	5.7886	6.2224	4.2171	4.1171
MY11	4.9445	18.6328	4.3957	10.4898	3.2427	4.5288	1.6565	1.2131
MY12	3.1329	10.3121	2.3688	4.8624	1.7946	1.8884	0.9423	0.6402
MY13	3.6226	12.5571	2.9881	6.4711	2.2422	2.75	1.152	0.6585
MY14	2.9059	10.7982	1.8603	4.5212	1.2103	1.3279	0.3308	0.9897
MY15	3.5647	13.4532	2.5769	6.289	1.6972	2.0806	0.5478	1.0516
MY16	3.9769	14.6495	3.2558	7.4557	2.37	2.9408	1.1089	0.7586
MY17	5.1466	22.6844	4.1284	11.7005	2.7818	4.0415	0.9949	1.5745
MY18	8.4776	36.8797	8.4775	22.5295	6.6103	10.5168	3.7155	3.0952
MY19	7.5262	33.1694	7.5125	20.3652	5.7807	9.5278	3.1305	2.827
MY20	2.2939	3.3017	2.3168	3.0138	2.0667	2.5832	1.6225	1.9287
MY21	5.8672	15.929	6.7473	10.5597	5.9904	6.611	4.216	4.1232
MY22	4.942	18.6307	4.3934	10.4864	3.2466	4.527	1.6658	1.2122
MY23	6.8829	27.4669	6.731	14.8317	5.0396	6.586	1.9409	3.9755

Fuente: Propia

## Capítulo 5: Diseño de los elementos estructurales

### 5.1 Muros de albañilería

#### 5.1.1 Verificación del agrietamiento durante el sismo moderado

Antes de realizar el diseño de los muros de albañilería confinada, es necesario verificar que el cortante producido durante el sismo moderado ( $V_e$ ) sea menor a 0.55 veces a la resistencia del muro por cortante ( $V_m$ ).

A continuación, se presenta los datos necesarios para proceder con el diseño:

Figura 11 Datos para el diseño de muros ante sismo moderado

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Mi	Muro en el eje i	Mi	adm
Li	Longitud del muro i	Li	m
tef	Espesor efectivo del muro	0.13	m
PG	Carga total axial por gravedad	$P_m + 0.25P_v$	
Ve	Cortante producido durante el sismo moderado	$V_{ei}$	ton
Me	Momento producido durante el sismo moderado	$M_{ei}$	ton*m
$\alpha$	Factor de reducción de la resistencia al corte por la esbeltez		
	$\alpha$ mín.	0.333	adm
	$\alpha$ máx.	1	adm
$v'm$	Resistencia al cortante puro para los muros de Albañilería	81	ton/m <sup>2</sup>
$V_m$	Resistencia a la fuerza por corte		
	Para muro de albañilería	$0.5*v'm*\alpha*tef*Li+0.23*PG$	ton
	Para el muro de concreto armado	$0.53*\sqrt{f_c'}*tef*0.80*Li$	ton
$V_m/V_e$	Factor de carga de amplificación para el sismo severo	(2; 3)	adm
$V_u$	Fuerza cortante última para sismo severo	$V_{ui}$	ton
$M_u$	Momento último para sismo severo	$M_{ui}$	ton*m

Fuente: Propia

Durante el diseño es necesario verificar lo siguiente:

- Para el factor de amplificación “ $V_m/V_e$ ” será aplicado sólo a los muros del primer piso.
- Ante el sismo moderado no deberá existir muro agrietado; es decir,  $V_e < 0.55V_m$  para todos los muros del primer piso.

- Ante un sismo severo el cortante producido deberá ser menor a la resistencia total al corte de la estructura. Es decir,  $\sum Vm \geq VE$ . Sea el caso que  $\sum Vm \geq 3VE$ , entonces el diseño finaliza colocando refuerzo mínimo (en este caso, los muros se comportarán elásticamente ante el sismo severo).
- Sea el caso que un muro ubicado a partir del segundo piso presenta  $Vu \geq Vm$ , significa que el muro se agrietará y deberá ser diseñado como un muro del primer piso.

Figura 12 Resumen de fuerzas cortantes últimas para muros en el eje X

PISO 01											
L	tef	PG	Ve	Me	$\alpha$	Vm	0.55Vm	$\zeta Ve < 0.55Vm$ ?	Vm/Ve	Vu	Mu
m	m	ton	tonf	tonf-m	adm	ton	ton		ton	adm	ton-m
4.00	0.13	20.95	8.15	45.79	0.712	19.804	10.892	OK	2.431	19.804	111.331
2.95	0.13	17.43	5.82	27.83	0.617	13.586	7.472	OK	2.335	13.586	65.002
2.95	0.13	18.85	5.30	21.62	0.723	15.567	8.562	OK	2.937	15.567	63.505
4.00	0.13	21.96	9.01	55.40	0.651	18.754	10.315	OK	2.081	18.754	115.299
1.45	0.13	8.30	0.17	0.39	0.622	6.655	3.660	OK	3.000	0.497	1.158
2.35	0.13	14.43	4.59	15.41	0.700	11.985	6.592	OK	2.610	11.985	40.208
2.13	0.13	12.42	3.80	14.55	0.555	9.069	4.988	OK	2.386	9.069	34.708
4.00	0.13	20.91	8.15	53.42	0.611	17.668	9.717	OK	2.167	17.668	115.743
2.95	0.13	17.48	5.82	27.83	0.617	13.598	7.479	OK	2.337	13.598	65.046
2.95	0.13	18.89	5.30	21.62	0.723	15.576	8.567	OK	2.939	15.576	63.546
4.00	0.13	22.07	9.01	55.40	0.651	18.778	10.328	OK	2.084	18.778	115.457
1.45	0.13	8.44	0.19	0.41	0.650	6.903	3.796	OK	3.000	0.556	1.241
2.35	0.13	14.29	4.60	15.38	0.702	11.976	6.587	OK	2.605	11.976	40.071
2.13	0.13	12.47	3.80	14.55	0.555	9.076	4.992	OK	2.389	9.076	34.758
2.75	0.13	15.21	5.97	21.96	0.748	14.328	7.881	OK	2.399	14.328	52.682
1.33	0.15	21.31	5.40	11.10	-	12.212	6.717	OK	1.250	6.755	13.876
1.33	0.15	21.16	5.41	11.11	-	12.212	6.717	OK	1.250	6.763	13.885

Fuente: Propia

Figura 13 Resumen de fuerzas cortantes últimas para muros en el eje Y

PISO 01											
L	tef	PG	Ve	Me	$\alpha$	Vm	0.55Vm	$\zeta Ve < 0.55Vm$ ?	Vm/Ve	Vu	Mu
m	m	ton	tonf	tonf-m	adm	ton	ton		ton	adm	ton-m
2.10	0.13	10.49	3.14	10.33	0.638	9.469	5.208	OK	3.000	9.413	30.978
2.30	0.13	13.324	3.628	12.574	0.664	11.101	6.106	OK	3.000	10.885	37.721
1.95	0.13	10.707	2.909	10.815	0.523	7.820	4.301	OK	2.688	7.820	29.073

2.38	0.13	13.975	3.567	13.467	0.629	11.080	6.094	OK	3.000	10.701	40.400
2.47	0.13	16.007	3.980	14.665	0.670	12.400	6.820	OK	3.000	11.941	43.996
3.22	0.13	19.432	5.152	22.702	0.731	16.858	9.272	OK	3.000	15.456	68.107
4.70	0.13	30.402	8.484	36.907	1.000	31.712	17.441	OK	3.000	25.452	110.720
4.32	0.13	26.939	7.533	33.193	0.980	28.495	15.672	OK	3.000	22.598	99.578
1.65	0.13	5.984	2.304	3.311	1.000	10.037	5.520	OK	3.000	6.911	9.934
3.45	0.13	21.202	5.535	16.038	1.000	23.014	12.658	OK	3.000	16.605	48.113
3.22	0.13	19.666	4.945	18.633	0.854	19.009	10.455	OK	3.000	14.834	55.898
2.10	0.13	10.674	3.133	10.312	0.638	9.509	5.230	OK	3.000	9.399	30.936
2.30	0.13	13.523	3.623	12.557	0.664	11.145	6.130	OK	3.000	10.868	37.671
1.95	0.13	10.824	2.906	10.798	0.523	7.850	4.317	OK	2.701	7.850	29.169
2.38	0.13	13.828	3.565	13.453	0.629	11.050	6.077	OK	3.000	10.694	40.360
2.47	0.13	15.947	3.977	14.650	0.671	12.388	6.813	OK	3.000	11.931	43.949
3.22	0.13	19.304	5.147	22.684	0.731	16.825	9.254	OK	3.000	15.440	68.053
4.70	0.13	30.239	8.478	36.880	1.000	31.674	17.421	OK	3.000	25.433	110.639
4.32	0.13	26.989	7.526	33.169	0.980	28.502	15.676	OK	3.000	22.579	99.508
1.65	0.13	5.677	2.294	3.302	1.000	9.967	5.482	OK	3.000	6.882	9.905
3.45	0.13	19.801	5.867	15.929	1.000	22.692	12.481	OK	3.000	17.602	47.787
3.22	0.13	19.577	4.942	18.631	0.854	18.983	10.441	OK	3.000	14.826	55.892
4.32	0.13	24.895	6.883	27.467	1.000	28.471	15.659	OK	3.000	20.649	82.401

Fuente: Propia

Se demuestra que la fuerza de corte durante el sismo severo es menor a la resistencia de cada muro; significa que ningún muro del primer piso se agrieta ante el sismo moderado.

La colocación de placas de concreto deberá ser en lo posible de forma simétrica, de lo contrario puede existir la posibilidad de generar torsiones en planta.

La siguiente tabla muestra la resistencia del corte total en el primer piso ( $\sum V_m$ ) y cortante ante sismo severo (VE):

Tabla 36 Resistencia al corte total y corte durante el sismo severo en X e Y

	X-X	Y-Y
$\sum V_m$	227.75	390.051
VE	193.67	198.4624
3VE	581.00	595.3872
¿ $\sum V_m \geq VE$ ?	OK	OK
¿ $\sum V_m > 3VE$ ?	NO	NO

Fuente: Propia

La resistencia al corte total del primer piso es mayor al corte producido por el sismo severo.

El criterio cumple tanto en la dirección del eje X como en la dirección del eje Y.

Ya que la resistencia al corte total no supera las 3 veces el valor del corte por sismo severo, significa que los muros ingresarán al régimen inelástico frente al sismo severo.

### 5.1.2 Diseño por sismo severo para muros agrietados

El proceso de diseño se basa según lo especificado en el Blog del Ing. San Bartolomé. Además, ante un sismo severo todos los muros (excepto el muro de concreto armado) no deben fallar por corte. Los muros se diseñan de forma independiente en cada dirección de análisis, el diseño final para columnas ubicadas en la intersección de dos muros será aquél que presente mayor refuerzo.

A continuación, se presenta la distribución de las columnas en planta:

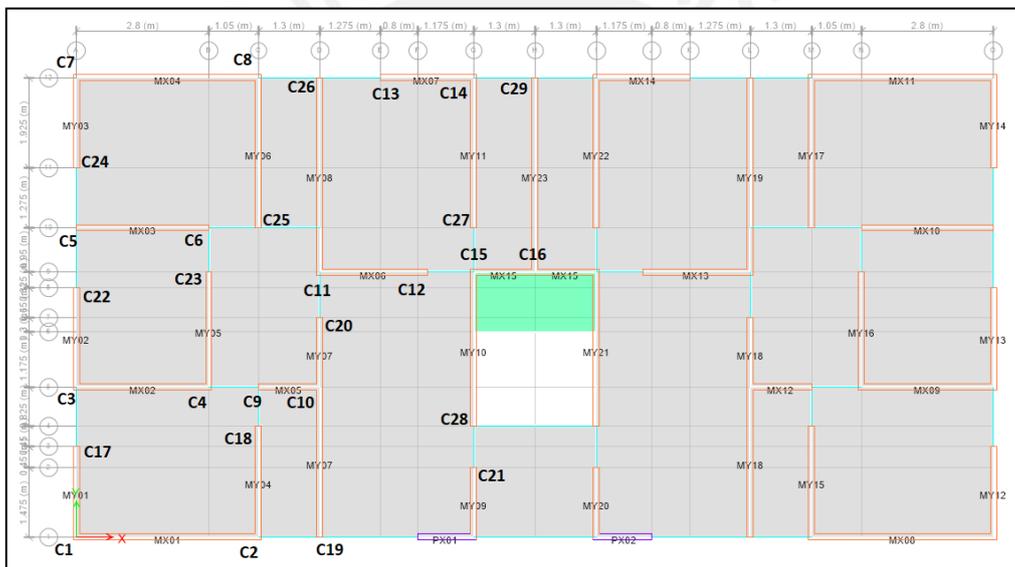


Figura 14 Distribución de columnas en planta

Fuente: Propia

En la siguiente tabla se encuentran los datos necesarios para el diseño:

Tabla 37 Datos para el diseño de muros agrietados ante sismo severo

Paso	Símbolo	Descripción	Valor	Und
01	PG	Carga total axial por gravedad	$P_m + 0.25P_v$	ton
02	Vm	Resistencia a la fuerza por corte		
		Para muro de albañilería	$0.5 \cdot v' \cdot m \cdot \alpha \cdot t_{ef} \cdot L_i + 0.23 \cdot PG$	ton
		Para el muro de concreto armado	$0.53 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot t_{ef} \cdot 0.80 \cdot L_i$	ton
03	Mu	Momento último para sismo severo	$M_{ui}$	ton*m
04	Li	Longitud del muro i	$L_i$	m
05	Lm	Longitud del paño mayor o $0.5 \cdot L_i$ (el mayor); si existe	$L_{mi}$	m

		sólo un paño ( $L_m=L_i$ )			
06	Nc	Cantidad de columnas de confinamiento en el muro de análisis	-	und.	
07	M	$\mu_u \cdot 0.5 \cdot V_{mi} \cdot h$ ; $h=2.52$ m	-	ton*m	
08	F	Fuerza axial generada por "M" en una columna extrema	M/Li	ton	
09	Pc	Carga axial producida por "PG" en una columna	PG/Nc	ton	
10	Pt	Carga tributaria del muro transversal a la columna en análisis. Se puede usar $P_t = (L_t \cdot t \cdot P_{Gt})/L_i$ del muro transversal.	-	ton	
11	T	Tracción en la columna	-	ton	
		Extrema	F-Pc-Pt	ton	
		Interna	$V_m \cdot h/L - P_v - P_t$	ton	
12	C	Compresión en columna	-	ton	
		Extrema	Pc+F	ton	
		Interna	$P_c - 0.5 \cdot V_m \cdot h/L_i$	ton	
13	Vc	Cortante en columna	-	ton	
		Extrema	$1.5 \cdot V_m \cdot L_m / (L \cdot (N_c + 1))$	ton	
		Interna	$V_m \cdot L_m / (L \cdot (N_c + 1))$	ton	
14	As req	Sección transversal del acero de refuerzo vertical requerido	-	cm <sup>2</sup>	
		Acero mínimo de 4Φ8mm; $\Phi=0.85$ , $\mu=1$	$(T+V_c/\mu)/(f_y \Phi)$	cm <sup>2</sup>	
15	As inst	Sección transversal del acero de refuerzo vertical instalado	-	cm <sup>2</sup>	
16	δ	Factor de confinamiento	-	adm	
		Para columnas sin muros transversales	0.8	adm	
		Para columnas con muros transversales	1	adm	
17	An	Área del núcleo de concreto		cm <sup>2</sup>	
		Para $\Phi=0.7$	$A_s + (C/\Phi - A_s f_y) / (0.85 \delta f'_c)$	cm <sup>2</sup>	
18	Acf	Área de columna por corte-fricción	-	cm <sup>2</sup>	
		Para $\Phi=0.85$	$V_c / (0.2 f'_c \Phi) \geq 15t \geq A_c$	cm <sup>2</sup>	
19	a x b	Dimensiones de la columna final	-	cm x cm	
20	Ac	Área de concreto de la columna final	-	cm <sup>2</sup>	
21	Anf	Área del núcleo de concreto final, 2 cm de recubrimiento	-	cm <sup>2</sup>	
22	As mín	Área mínima de acero de refuerzo vertical, no menor a 4Φ8mm	$0.1 f'_c A_c / f_y$	cm <sup>2</sup>	
		El mayor de:			
23	s1	Espaciamiento de estribos a compresión; $A_v=0.64$ cm <sup>2</sup> , $T_n=9$ cm	$A_v f_y / (0.3 t_n f'_c (A_c / A_n - 1))$	cm	
24	s2	Espaciamiento de estribos a compresión	$A_v f_y / (0.12 t_n f'_c)$	cm	
25	s3	El mayor	Espaciamiento de estribos a compresión	$(1/4)d$	cm
			Espaciamiento máximo de estribos a compresión	5	cm
26	s4	Espaciamiento máximo de estribos a compresión	10	cm	
27	Zce	Zona por confinar en extremo de la columna	45	cm	
		Zona por confinar en extremo de la columna	1.5d	cm	
28	s	Espaciamiento final	Máx(s1; s2; s3; s4)	cm	

Fuente: Propia

NOTA

> Estribos mínimos: []  $\Phi$  ¼", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm

Los siguientes datos son para el diseño de vigas soleras:

Tabla 38 Datos para el diseño de vigas soleras del 1er piso

Paso	Símbolo	Descripción	Valor	Und
29	Ts	Fuerza de tracción en la viga solera	$0.5V_m L_m / L_i$	ton
30	As	Acero horizontal de refuerzo requerido; $\Phi=0.9$	$T_s / (\Phi f_y)$	cm <sup>2</sup>
31	As inst	Acero horizontal de refuerzo instalado	-	cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

NOTA

> As mín =  $0.1 f'c A_{sol} / f_y$  o  $4\Phi 8\text{mm}$

> Estribos mínimos: []  $\Phi$  ¼", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm

Con el objetivo de evitar cambios de resistencia en altura, el diseño final del primer piso será el mismo para el siguiente piso.

El procedimiento por seguir es el siguiente:

$$01 \text{ PG} = P_m + 0.25 P_v = 20.07 + 0.25 * 3.52 = 20.95 \text{ ton}$$

$$02 \text{ V}_m = 0.5 * v' * m * \alpha * t_e f * L_i + 0.23 * \text{PG} = 0.5 * 81 * 0.704 * 0.13 * 4 + 0.23 * 20.95 = 19.80 \text{ ton}$$

$$03 \text{ M}_u = 111.33 \text{ ton} * \text{m}$$

$$04 \text{ L}_i = 4 \text{ m}$$

$$05 \text{ L}_m = \text{Existe sólo un paño} = L_i = 4 \text{ m}$$

$$06 \text{ N}_c = 2 \text{ und.}$$

$$07 \text{ M} = \text{M}_u - 0.5 * \text{V}_m i * h = 108.40 - 0.5 * 19.80 * 2.52 = 86.38 \text{ ton} * \text{m}$$

$$08 \text{ F} = \text{M} / L_i = 86.38 / 4 = 21.59 \text{ ton}$$

$$09 \text{ P}_c = \text{PG} / \text{N}_c = 20.95 / 2 = 10.48 \text{ ton}$$

$$10 \text{ P}_t = (L_t * t * \text{PG}_t) / L_i = (2.10 * 0.13 * 10.593) / 4 = 0.72 \text{ ton}$$

$$11 \text{ T} = \text{Extrema} = \text{F} - \text{P}_c - \text{P}_t = 21.59 - 10.48 - 0.72 = 10.40 \text{ ton}$$

$$12 \text{ C} = \text{Extrema} = \text{P}_c + \text{F} = 10.48 + 21.59 = 32.07 \text{ ton}$$

$$13 \text{ V}_c = \text{Extrema} = (1.5 * \text{V}_m * L_m) / (L_i * (\text{N}_c + 1)) = (1.5 * 19.80 * 4) / (4 * (2 + 1)) = 9.90 \text{ ton}$$

$$14 \text{ A}_s \text{ req} = (\text{T} + \text{V}_c / \mu) / (f_y \Phi) = (10.40 + 9.90 / 1) / (4.2 * 0.85) = 5.69 \text{ cm}^2$$

$$15 A_s \text{ inst} = 2\phi 3/8" + 4\phi 1/2" = 1.42 + 5.16 = 6.58 \text{ cm}^2$$

$$16 \delta = 1.00$$

$$17 A_n = A_s + (C/\Phi - A_s f_y)/(0.85 \delta f_c)$$

$$= 6.58 + ((32.07 * 1000)/0.7 - 6.58 * 4200)/(0.85 * 1 * 175) = 128.79 \text{ cm}^2$$

$$18 A_{cf} = V_c/(0.2 f_c \Phi) = 9.90/(0.2 * 0.175 * 0.85) = 332.85 \text{ cm}^2$$

$$19 a \times b = 13 \times 30 \text{ cm} * \text{cm}$$

$$20 A_c = 390 \text{ cm}^2$$

$$21 A_{nf} = (13 - 4) * (30 - 4) = 234 \text{ cm}^2$$

$$22 A_s \text{ mín} = 0.1 f_c A_c / f_y = 0.1 * 175 * 390 / 4200 = 1.62 \rightarrow 2.00 \text{ cm}^2$$

$$23 s_1 = A_{vf} / (0.3 T_n f_c (A_c / A_n - 1)) = (0.64 * 4200) / (0.3 * 9 * 175 * ((390 / 128.79) - 1)) = 2.81 \text{ cm}$$

$$24 s_2 = A_{vf} / (0.12 T_n f_c) = (0.64 * 4200) / (0.12 * 9 * 175) = 11.85 \text{ cm}$$

$$25 s_3 = 5 \text{ cm}$$

$$26 s_4 = 10 \text{ cm}$$

$$27 Z_{ce} = 45 \text{ cm}$$

$$28 s = 9 @ 5$$

$$29 T_s = 0.5 V_m L_m / L_i = (0.5 * 19.80 * 4) / 4 = 9.90 \text{ ton}$$

$$30 A_s = T_s / (\Phi f_y) = 9.90 / (0.9 * 4.2) = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$31 A_s \text{ inst} = 4\phi 3/8 = 4 * 1.42 = 5.68 \text{ cm}^2$$

La siguiente tabla muestra el resumen para cada columna:

Tabla 39 Diseño de muros agrietados del 1er piso en la dirección X

Muro		X1		X2		X3		X4		X5	
Columna		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
Ubicación		Extrema									
01	PG	20.95	20.95	17.43	17.43	18.85	18.85	21.96	21.96	8.30	8.30
02	Vm	19.80	19.80	13.59	13.59	15.57	15.57	18.75	18.75	6.65	6.65
03	Mu	111.33	111.33	65.00	65.00	63.51	63.51	115.30	115.30	1.16	1.16
04	Li	4.00	4.00	2.95	2.95	2.95	2.95	4.00	4.00	1.45	1.45
05	Lm	4.00	4.00	2.95	2.95	2.95	2.95	4.00	4.00	1.45	1.45
06	Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
07	M	86.38	86.38	47.88	47.88	43.89	43.89	91.67	91.67	7.23	7.23

08	F	21.59	21.59	16.23	16.23	14.88	14.88	22.92	22.92	4.98	4.98
09	Pc	10.48	10.48	8.72	8.72	9.42	9.42	10.98	10.98	4.15	4.15
10	Pt	0.72	1.08	1.35	1.74	0.00	0.00	0.68	2.03	0.00	12.80
11	T	10.40	10.04	6.17	5.77	5.45	5.45	11.26	9.90	0.00	0.00
12	C	32.07	32.07	24.95	24.95	24.30	24.30	33.90	33.90	9.14	9.14
13	Vc	9.90	9.90	6.79	6.79	7.78	7.78	9.38	9.38	3.33	3.33
14	As req	5.69	5.59	3.63	3.52	3.71	3.71	5.78	5.40	0.93	0.93
15	As inst	2φ3/8"	2φ3/8"	2φ1/2"	2φ1/2"	2φ3/8"	2φ3/8"	2φ1/2"	2φ1/2"	2φ3/8"	2φ3/8"
		1.42	1.42	2.58	2.58	1.42	1.42	2.58	2.58	1.42	1.42
		4φ1/2"	4φ1/2"	2φ3/8"	2φ3/8"	2φ1/2"	2φ1/2"	2φ5/8"	2φ5/8"	2φ3/8"	2φ3/8"
		5.16	5.16	1.42	1.42	2.58	2.58	4	4	1.42	1.42
		6.58	6.58	4	4	4	4	6.58	6.58	2.84	2.84
16	δ	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00
17	An	128.79	128.79	130.66	130.66	154.58	154.58	146.36	146.36	12.28	10.39
18	Acf	332.85	332.85	228.33	228.33	261.62	261.62	315.19	315.19	195.00	195.00
19	a x b	13x30	13x30	13x20	13x20	13x20	13x20	13x25	13x25	13x20	13x20
20	Ac	390.00	390.00	260.00	260.00	260.00	260.00	325.00	325.00	260.00	260.00
21	Anf	234.00	234.00	144.00	144.00	144.00	144.00	189.00	189.00	144.00	144.00
22	As mín	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
23	s1	2.81	2.81	5.75	5.75	8.34	8.34	4.66	4.66	0.28	0.24
24	s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25	s3	5	5	5	5	5	5	5	5	5	5
26	s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27	Zce	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28	s	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5
Vigas soleras		X1		X2		X3		X4		X5	
29	Ts	9.90	9.90	6.79	6.79	7.78	7.78	9.38	9.38	3.33	3.33
30	As	2.62	2.62	1.80	1.80	2.06	2.06	2.48	2.48	0.88	0.88
31	As inst	4Φ3/8	4Φ3/8	4Φ8	4Φ8	4Φ8	4Φ8	4Φ3/8	4Φ3/8	4Φ8	4Φ8

Fuente: Propia

Tabla 40 Diseño de muros agrietados del 1er piso en la dirección Y

Muro	Y1		Y2		Y3		Y4		Y5		
Columna	C1	C17	C3	C22	C7	C24	C2	C18	C4	C23	
Ubicación	Extrema										
01	PG	10.49	10.49	13.32	13.32	10.71	10.71	13.97	13.97	16.01	16.01
02	Vm	9.47	9.47	11.10	11.10	7.82	7.82	11.08	11.08	12.40	12.40
03	Mu	30.98	30.98	37.72	37.72	29.07	29.07	40.40	40.40	44.00	44.00
04	Li	2.10	2.10	2.30	2.30	1.95	1.95	2.38	2.38	2.47	2.47
05	Lm	2.10	2.10	2.30	2.30	1.95	1.95	2.38	2.38	2.47	2.47
06	Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
07	M	19.05	19.05	23.73	23.73	19.22	19.22	26.44	26.44	28.37	28.37
08	F	9.07	9.07	10.32	10.32	9.88	9.88	11.13	11.13	11.49	11.49
09	Pc	5.25	5.25	6.66	6.66	5.35	5.35	6.99	6.99	8.00	8.00
10	Pt	5.19	0.00	2.91	0.00	5.87	0.00	4.59	0.00	2.71	0.00
11	T	0.00	3.82	0.00	3.66	0.00	4.53	0.00	4.14	0.00	0.00

12	C	14.32	14.32	16.98	16.98	15.23	15.23	18.12	18.12	19.49	19.49
13	Vc	4.73	4.73	5.55	5.55	3.91	3.91	5.54	5.54	6.20	6.20
14	As req	1.33	2.40	1.55	2.58	1.10	2.36	1.55	2.71	1.74	1.74
15	As inst	2φ3/8"									
		1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
		2φ3/8"									
		1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42	1.42
		2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	
16	δ	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80
17	An	60.15	74.48	85.74	106.46	68.97	85.50	96.67	120.12	109.83	136.58
18	Acf	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	195.00	208.40	208.40
19	a x b	13x20									
20	Ac	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00
21	Anf	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00
22	As mín	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
23	s1	1.71	2.28	2.80	3.94	2.05	2.79	3.37	4.89	4.16	6.30
24	s2	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85	11.85
25	s3	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00
26	s4	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
27	Zce	45	45	45	45	45	45	45	45	45	45
28	s	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5	9@5
Vigas soleras		Y1		Y2		Y3		Y4		Y5	
29	Ts	4.73	4.73	5.55	5.55	3.91	3.91	5.54	5.54	6.20	6.20
30	As	1.25	1.25	1.47	1.47	1.03	1.03	1.47	1.47	1.64	1.64
31	As inst	4Φ8									

Fuente: Propia

### 5.1.3 Diseño por sismo severo para muros no agrietados

Se presentan los datos para el diseño de muros no agrietados a partir del tercer piso:

Tabla 41 Datos para diseño de muros no agrietados

Paso	Símbolo	Descripción	Valor	Und
01	PG	Carga total axial por gravedad	$P_m + 0.25P_v$	ton
02	Vu	Fuerza de corte ante sismo severo		ton
03	Mu	Momento último para sismo severo	M <sub>ui</sub>	ton*m
04	Li	Longitud del muro i	Li	m
05	Lm	Longitud del paño mayor o $0.5*Li$ (el mayor); si existe sólo un paño ( $L_m=Li$ )	L <sub>mi</sub>	m
06	Nc	Cantidad de columnas de confinamiento en el muro de análisis	-	und.
07	F	Fuerza axial generada por "M" en una columna extrema	Mu/Li	ton
08	Pc	Carga axial producida por "PG" en una columna	PG/Nc	ton
09	Pt	Carga tributaria del muro transversal a la columna en análisis. Se puede usar $P_t = (L_t*t*PG_t)/Li$ del muro transversal.	-	ton
10	T	Tracción en la columna	-	ton
		Extrema	F-Pc-Pt	ton
		Interna	usar 4Φ8 mm	ton
11	C	Compresión en columna	-	ton

		Extrema	Pc+F	ton
		Interna	usar 4Φ8 mm	ton
12	As req	Sección transversal del acero de refuerzo vertical requerido	-	cm <sup>2</sup>
		Acero mínimo de 4Φ8mm; Φ=0.9	(T)/(fyΦ)	cm <sup>2</sup>
13	As inst	Sección transversal del acero de refuerzo vertical instalado	-	cm <sup>2</sup>
14	δ	Factor de confinamiento	-	adm
		Para columnas sin muros transversales	0.8	adm
		Para columnas con muros transversales	1	adm
15	An	Área del núcleo de concreto		cm <sup>2</sup>
		Para Φ=0.7	As+(C/Φ-Asfy)/(0.85δf'c)	cm <sup>2</sup>
16	a x b	Dimensiones de la columna final	-	cm xcm
17	Ac	Área de concreto de la columna final	-	cm <sup>2</sup>
18	Anf	Área del núcleo de concreto final, 2 cm de recubrimiento	-	cm <sup>2</sup>
19	As mín	Área mínima de acero de refuerzo vertical, no menor a 4Φ8mm	0.1f'cAc/fy	cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Para el diseño de viga solera:

Tabla 42 Datos para el diseño de vigas soleras a partir del 3er piso

Paso	Símbolo	Descripción	Valor	Und
20	Ts	Fuerza de tracción en la viga solera	0.5VuLm/Li	ton
21	As	Acero horizontal de refuerzo requerido; Φ=0.9	Ts/(Φfy)	cm <sup>2</sup>
22	As inst	Acero horizontal de refuerzo instalado	-	cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

NOTA

> As mín = 0.1f'cAsol/fy o 4Φ8mm

> Estribos mínimos: [] Φ ¼", 1 @ 5, 4 @ 10, r @ 25 cm

El procedimiento es el siguiente:

Tabla 43 Diseño de muros no agrietados del 3er y 4to piso en la dirección X

Muro		X1		X2		X3		X4		X5	
Columna		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
Ubicación		Extrema									
01	PG	10.94	10.94	8.81	8.81	9.20	9.20	11.52	11.52	4.13	4.13
02	Vu	18.49	18.49	13.96	13.96	9.33	9.33	18.75	18.75	0.19	0.19
03	Mu	42.23	42.23	25.09	25.09	15.62	15.62	45.79	45.79	0.17	0.17
04	Li	4.00	4.00	2.95	2.95	2.95	2.95	4.00	4.00	1.45	1.45
05	Lm	4.00	4.00	2.95	2.95	2.95	2.95	4.00	4.00	1.45	1.45
06	Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
07	F	10.56	10.56	8.51	8.51	5.30	5.30	11.45	11.45	0.12	0.12
08	Pc	5.47	5.47	4.41	4.41	4.60	4.60	5.76	5.76	2.07	2.07
09	Pt	0.38	0.54	0.70	0.85	0.00	0.00	0.36	1.01	0.00	6.17
10	T	4.71	4.55	3.40	3.25	0.00	0.00	5.33	4.68	0.00	0.00

11	C	16.03	16.03	12.91	12.91	9.90	9.90	17.21	17.21	2.18	2.18
12	As req	1.25	1.20	0.90	0.86	0.00	0.00	1.41	1.24	0.00	0.00
13	As inst	4Φ3/8"									
		2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
14	δ	1.00	1.00	1.00	1.00	0.80	0.80	1.00	1.00	0.80	1.00
15	An	76.61	76.61	46.67	46.67	21.41	21.41	87.91	87.91	71.20	56.39
17	a x b	13x20									
18	Ac	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00
19	Anf	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00
20	As mín	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Vigas soleras		X1		X2		X3		X4		X5	
29	Ts	9.25	9.25	6.98	6.98	4.66	4.66	9.38	9.38	0.09	0.09
30	As	2.45	2.45	1.85	1.85	1.23	1.23	2.48	2.48	0.02	0.02
31	As inst	4Φ3/8"	4Φ3/8"	4Φ8	4Φ8	4Φ8	4Φ8	4Φ3/8"	4Φ3/8"	4Φ8	4Φ8

Fuente: Propia

Tabla 44 Diseño de muros no agrietados del 3er y 4to piso en la dirección Y

Muro		Y1		Y2		Y3		Y4		Y5	
Columna		C1	C17	C3	C22	C7	C24	C2	C18	C4	C23
Ubicación		Extrema									
01	PG	5.53	5.53	6.87	6.87	5.65	5.65	6.99	6.99	7.84	7.84
02	Vu	5.38	5.38	6.74	6.74	3.64	3.64	5.10	5.10	7.11	7.11
03	Mu	5.66	5.66	8.25	8.25	3.99	3.99	6.25	6.25	8.84	8.84
04	Li	2.10	2.10	2.30	2.30	1.95	1.95	2.38	2.38	2.47	2.47
05	Lm	2.10	2.10	2.30	2.30	1.95	1.95	2.38	2.38	2.47	2.47
06	Nc	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
08	F	2.69	2.69	3.59	3.59	2.05	2.05	2.63	2.63	3.58	3.58
09	Pc	2.76	2.76	3.43	3.43	2.83	2.83	3.49	3.49	3.92	3.92
10	Pt	2.71	0.00	1.47	0.00	3.08	0.00	2.40	0.00	1.37	0.00
11	T	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	C	5.46	5.46	7.02	7.02	4.88	4.88	6.13	6.13	7.50	7.50
13	Vc	1.79	1.79	2.25	2.25	1.21	1.21	1.70	1.70	2.37	2.37
14	As req	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	As inst	4Φ3/8"									
		2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84	2.84
16	δ	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80	1.00	0.80
17	An	-24.93	-31.87	-9.94	-13.13	-30.48	-38.81	-18.50	-23.84	-5.35	-7.39
19	a x b	13x20									
20	Ac	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00	260.00
21	Anf	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00	144.00
22	As mín	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
Vigas soleras		Y1		Y2		Y3		Y4		Y5	
29	Ts	2.69	2.69	3.37	3.37	1.82	1.82	2.55	2.55	3.55	3.55
30	As	0.71	0.71	0.89	0.89	0.48	0.48	0.67	0.67	0.94	0.94
31	As inst	4Φ8									

Fuente: Propia

Según la norma E.060 se va a considerar la longitud de anclaje del gancho estándar según el diámetro de barra y el esfuerzo de compresión del concreto. Se adjunta en ANEXO 02.

Además, según la norma E.070 Art. 27.1. menciona que para edificios de más de tres pisos se deberá reforzar todos los muros portantes del primer piso. La cuantía del acero horizontal es la siguiente:

$$\rho = \frac{A_s}{s * t} \geq 0.001$$

Donde:

$A_s$  = Área del acero horizontal (cm<sup>2</sup>)

$s$  = Espaciamiento entre acero de refuerzo =  $9 + 1.5 * 0.5 = 9.75$  cm

$t$  = Espesor efectivo del muro = 13 cm

Al reemplazar los valores se obtiene  $A_s = 0.001 * 9.75 * 13 * 4 = 0.38$  cm<sup>2</sup>; por lo tanto, el diámetro de acero a utilizar será de 2 de 1/4" (0.64) cada cuatro hiladas para el muro confinado.

## 5.2 Placas de concreto armado

Las placas de concreto armado o muros de corte son elementos estructurales verticales que reciben cargas por compresión. Presenta una dimensión mayor en una dirección (más grande que el ancho), con el objetivo de brindar mayor resistencia y rigidez lateral en dicha dirección. Para el diseño se considera el sismo moderado y un factor de amplificación de fuerzas de 1.25, se espera obtener una falla por flexión antes que una por corte en la albañilería debido a un sismo severo.

Para el diseño se ha considerado la norma E.060, la placa PX01 (0.15x1.33 m) ubicado entre los ejes FG-1:



Figura 15 Ubicación de la placa PX01

Fuente: Propia

### 5.2.1 Características principales

La esbeltez es la relación que existe entre la altura y la longitud de la placa; si la relación es mayor que 1, entonces se considera como esbelto. La siguiente tabla presenta el procedimiento:

Tabla 45 Determinación de la esbeltez

Símbolo	Descripción	Valor	Und
L	Longitud del muro	1.33	m
H	Altura total del muro	10.08	m
H/L	-	7.6	adm.
¿H/L<1?	-	NO	adm.
¿Esbelto?	-	Esbelto	adm.

Fuente: Propia

El área bruta de la sección transversal (Lxt) con t = 0.15 m resulta 0.2 m<sup>2</sup> con una inercia I =

$$\frac{1}{12} * t * L^3 = \frac{1}{12} * 0.15 * 1.33^3 = 2940796.3 \text{ cm}^4$$

Las fuerzas internas en la base a considerar para el diseño son las siguientes:

Tabla 46 Fuerzas internas en la base de la placa

Símbolo	Descripción	Valor	Und
PG	Carga total axial por gravedad	21.305	ton
Ve	Cortante producido durante el sismo moderado	5.504	ton
Me	Momento producido durante el sismo moderado	11.101	ton*m

Fuente: Propia

Según la norma E.060 Art. 9.2, especifica las siguientes cargas amplificadas para determinar el refuerzo vertical:

Tabla 47 Cargas amplificadas para la placa

	Pu	Vu	Mu
	ton	ton	ton*m
Carga axila mínima (0.9) con momento máximo (1.25)	19.175	6.755	13.876
Carga axial máxima (1.25) con momento máximo (1.25)	26.632	6.755	13.876

Fuente: Propia

Además, la combinación de cargas para obtener la resistencia requerida (Pu), es la siguiente:

Tabla 48 Combinación de cargas para la placa

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Pm	Cara muerta total	9.958	ton
Pv	Carga viva total	1.514	ton
Pu	1.4Pm + 1.7Pv	16.515	ton

Fuente: Propia

### 5.2.2 Diseño por compresión pura

Según la norma E.060 Art. 14.5.2 indica que la resistencia axial de diseño ( $\phi P_n$ ) debe ser mayor a la resistencia requerida (Pu). La resistencia axial de diseño es igual a:

$$\phi P_n = 0.55 \phi f'c A_g \left(1 - \left(\frac{k l_c}{32h}\right)^2\right) \dots (1)$$

Tabla 49 Datos para la resistencia axial de diseño

Símbolo	Descripción	Valor	Und
$\phi P_n$	Resistencia axial de diseño	-	ton
$\phi$	Factor de reducción	0.7	adm
$f'c$	Resistencia en compresión del concreto	175	kg/cm <sup>2</sup>
$A_g$	Área bruta de la sección sin contar vacíos	0.2	m <sup>2</sup>
$k$	Factor de longitud efectiva	1	adm
$l_c$	Altura del elemento en compresión	2.52	m <sup>2</sup>
$h$	Espesor del muro	0.15	m

Fuente: Propia

Al reemplazar los valores en (1)  $\phi P_n = 0.55 * 0.7 * 175 * 0.2 * (1 - (1 * 2.52 / 32 * 0.15)^2) = 97.37 \text{ ton} * \text{m}$  que es mayor a  $P_u = 16.51 \text{ ton}$ .

### 5.2.3 Verificación de la necesidad de bordes confinados

Para esta etapa se ha tomado como referencia el informe “Estudio experimental de los dos criterios del ACI para confinar los bordes de los muros de concreto armado” – Agosto del 2007, del ingeniero San Bartolomé.

El objetivo es que el esfuerzo por flexo-compresión máxima ( $\sigma$ ) sea menor a  $0.2f'c$ . A continuación, se presenta el procedimiento:

Tabla 50 Verificación de bordes confinados

Símbolo	Descripción	Valor	Und
$\sigma$	Flexo compresión máxima	$P/A_g + M y / I$	m
$P$	Fuerza axial	26.632	ton
$A_g$	Área transversal	0.2	m <sup>2</sup>
$M$	Momento flector	10.876	ton*m
$y$	0.5L	0.665	m
$I$	Inercia	2940796.250	cm <sup>4</sup>

Fuente: Propia

Al reemplazar los valores el esfuerzo resulta  $\sigma = (26.63/0.2) + (10.8 * 0.66/2940796.2) = 44.7 \text{ kg/cm}^2$  y como es mayor a  $0.2f'c = 0.2 * 175 = 35 \text{ kg/cm}^2$ ; por lo tanto, necesita de bordes confinados.

### 5.2.4 Momento flector de agrietamiento por flexión ( $M_{cr}$ )

Según la norma E.060 Art. 10.5.1, especifica que el momento de agrietamiento o crítico se obtiene de la siguiente fórmula:

$$M_{cr} = \left( 2\sqrt{f'c} + \frac{P}{A_g} \right) * \left( \frac{I}{y} \right)$$

Donde:

Tabla 51 Datos para obtener el momento flector de agrietamiento

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Mcr	Momento Flector de Agrietamiento por Flexión	-	ton*m
Mu	Momento último	13.876	ton*m
I	Inercia	2940796.250	cm <sup>4</sup>
y	0.5L	0.665	m
f'c	Resistencia en compresión del concreto	175	kg/cm <sup>2</sup>
P	Fuerza axial	26.63	ton
Ag	Área transversal	0.2	m <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Al reemplazar los valores el momento crítico resulta  $M_{cr} = (2 \cdot \sqrt{175} + (26.63/0.2)) \cdot (2940796.25/0.66) = 17.6 \text{ ton} \cdot \text{m}$ , entonces  $1.2 \cdot M_{cr} = 1.2 \cdot 17.6 = 22.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$ .

Para el diseño se utiliza el mayor entre  $1.2M_{cr}$  y  $M_u = 13.87 \text{ ton} \cdot \text{m}$ ; por lo tanto, el momento de diseño resulta  $M = 22.12 \text{ ton} \cdot \text{m}$ .

### 5.2.5 Refuerzo vertical y momento flector nominal (Mn)

La siguiente tabla muestra los datos a utilizar para obtener el refuerzo vertical y momento nominal:

Tabla 52 Datos para refuerzo vertical y momento nominal

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Pu	Fuerza axial último	26.63	ton
Ag	Área transversal	0.20	m <sup>2</sup>
f'c	Resistencia en compresión del concreto	175	kg/cm <sup>2</sup>
φ	Factor de reducción de resistencia	0.9	m
As	Área de acero de refuerzo vertical	-	m <sup>2</sup>
fy	Esfuerzo de fluencia del acero	4200	kg/cm <sup>2</sup>
D	-	1.064	m
Pu	Fuerza axial último	19.175	ton
L	Longitud del muro	1.330	m
Mu	Momento flector último (M de diseño)	21.124	ton*m

Fuente: Propia

Según la norma E.060 Art. 9.3.2.2, si el esfuerzo producido por la carga axial ( $P_u/Ag = 26.63/0.20 = 13.0 \text{ kg/cm}^2$ ) es menor que el  $10\% f'c = 0.1 \cdot 175 = 17.5 \text{ kg/cm}^2$ , entonces el factor de reducción es  $\phi = 0.9$ .

Además, el acero de refuerzo vertical a utilizar se obtiene de la siguiente expresión:

$$A_s * f_y * D + 0.5 * P_u * L \geq \frac{M_u}{\phi}$$

Al reemplazar los valores  $A_s = ((21.124/0.9) - 0.5*26.63*1.33) / (420000*1.06) = 2.40 \text{ cm}^2$

Entonces se va a utilizar una configuración de aceros de 4  $\Phi$  3/8" (2.84  $\text{cm}^2$ ) en los extremos.

Para el acero interior se va a utilizar como referencia una cuantía mínima de 0.0025 (equivalente  $\Phi$  8 mm @ 15 cm).

### 5.2.6 Diagrama de interacción

Como referencia se utiliza el libro "Apuntes de curso concreto armado 1" del Ing. Gianfranco Otazzi para la construcción del diagrama de interacción.

El diagrama de interacción es el conjunto de puntos P (Fuerza axial) y M (Momento flector) que definen el lugar geométrico, representa la resistencia límite de la sección.

A continuación, se presentan los datos necesarios para la construcción del diagrama:

Tabla 53 Datos para la construcción del diagrama de interacción

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Po	Carga que produce falla a compresión	$0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st}$	ton
f'c	Resistencia en compresión del concreto	1750	ton/m <sup>2</sup>
Ag	Área bruta de la sección sin contar vacíos	0.200	m <sup>2</sup>
Ast	Área total de acero	0.001	m <sup>2</sup>
fy	Esfuerzo de fluencia del acero	42000	ton/m <sup>2</sup>
φ	Factor de reducción de resistencia	-	adm
cb	Distancia desde extremo en compresión hasta el eje neutro de la sección	$d((\epsilon_y/\epsilon_{cu})+1)$	m
Ccb	Fuerza resultante en compresión	$((0.85 * f'_c * c_b) * t) * \alpha$	m
Mc	Momento resultante en compresión	$C_{cb} * (L * 0.5 - 0.85 * 0.5 * c_b)$	ton*m
εcu	Deformación unitaria por compresión	0.003	adm
εy	Deformación unitaria por fluencia	0.002	adm
d	Distancia efectiva	1.293	m
f'c	Resistencia en compresión del concreto	1750	ton/m <sup>2</sup>
α	Factor de reducción de resistencia	0.85	adm
t	Espesor del muro	0.15	m
L	Longitud del muro	1.330	m
Es	Deformación unitaria en tracción	$\epsilon_{cu} * (C_b - X) / C_{cb}$	adm
Φ	Diámetro del refuerzo seleccionado	-	mm
fs	Esfuerzo del refuerzo	$f_y * (\epsilon_s / \epsilon_{cy})$	kg/cm <sup>2</sup>
Fs	Resultante en tracción	$A_s * f_s$	ton
Ms	Momento flector a causa de Fs	$F_s * \text{Brazo de palanca}$	ton*m
Pb	Fuerza total balanceada	$C_{cb} + \sum F_s$	ton
Mb	Momento balanceado asociado a Pb	$M_c + \sum M_s$	ton*m

Cc	Fuerza resultante en compresión	$0.85 \cdot f'_c \cdot t \cdot \alpha \cdot c$	ton
Mc	Momento en compresión	$Cc \cdot (0.5 \cdot L - 0.85 \cdot 0.5 \cdot c)$	ton*m
M	Momento resultante	$Mc + \sum Ms$	ton*m
To	Fuerza de tracción pura	$f_y \cdot A_{st}$	ton

Fuente: Propia

➤ **Compresión pura ( $P_o$ ,  $\phi=0.70$ )**

La compresión pura es ideal ya que siempre se considera un momento relacionado con la carga axial debido a la incertidumbre en la resultante de momentos en los nudos.

Al reemplazar los valores  $P_o = 0.85 \cdot 175 \cdot (0.2 - 0.001) + 4200 \cdot 0.001 = 327.1$  ton; y para  $\phi P_o = 229$  ton.

➤ **Falla balanceada ( $\phi=0.70$ )**

Es el límite entre la falla debido a la tracción y compresión. En la falla balanceada la deformación unitaria del concreto  $\epsilon_{cu} = 0.003$  consume su máxima capacidad al igual que la fluencia de acero con  $\epsilon_y = 0.002$ .

Primero se debe determinar el eje neutro balanceado de la sección  $c_b = d \cdot ((\epsilon_y / \epsilon_{cu}) + 1) = 1.29 \cdot ((0.0021 / 0.003) + 1) = 0.76$  m; luego la fuerza resultante en compresión resulta  $C_{cb} = ((0.85 \cdot f'_c \cdot c_b) \cdot t) \cdot \alpha = ((0.85 \cdot 175 \cdot 0.76) \cdot 0.15) \cdot 0.85 = 144.3$  ton y el momento es  $M_c = C_{cb} \cdot (L \cdot 0.5 - 0.85 \cdot 0.5 \cdot c_b) = 144.3 \cdot (1.33 \cdot 0.5 - 0.85 \cdot 0.5 \cdot 0.76) = 49.3$  ton\*m.

Para determinar el punto neutro, se debe iterar para cada  $F_s$  el  $M_s$  asociado. Según la sección y configuración de aceros se determina la siguiente tabla:

Tabla 54 Determinación de la falla balanceada

X	$\epsilon_s$	$\Phi$	N°	$A_s$	$f_s$	$F_s$	Brazo de palanca	$M_s$
cm	adm	mm	adm	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	ton	m	ton*m
3.7	0.00285	8	2	1	4200	4.20	0.724	3.039
14.9	0.00241	8	2	1	4200	4.20	0.612	2.569
21.5	0.00215	8	1	0.5	4200	2.10	0.546	1.146
36.5	0.00156	8	1	0.5	3120.6	1.56	0.396	0.617
51.5	0.00097	8	1	0.5	1937.4	0.97	0.246	0.238
66.5	0.00038	8	1	0.5	754.1	0.38	0.096	0.036
81.5	-0.00021	8	1	0.5	-429.2	-0.21	-0.246	0.053
96.5	-0.00081	8	1	0.5	-1612.5	-0.81	-0.396	0.319
111.5	-0.00140	8	1	0.5	-2795.8	-1.40	-0.546	0.763

118.1	-0.00166	8	2	1	-3316.5	-3.32	-0.612	2.028
129.3	-0.00210	8	2	1	-4200	-4.20	-0.724	3.039
				7.50	$\Sigma F_s$	3.47	$\Sigma M_s$	13.85

Fuente: Propia

La fuerza total balanceada  $P_b = \Sigma F_s + C_{cb} = 3.47 + 144.3 = 147.7$  ton,  $\varphi P_b = 0.7 * 147.7 = 103.4$  ton.

El momento balanceado asociado a  $P_b$  es  $M_b = \Sigma M_s + M_c = 13.85 + 49.3 = 63.1$  ton\*m,  $\varphi M_b = 0.7 * 63.1 = 44.2$  ton\*m.

### ➤ Flexión pura ( $\varphi=0.90$ )

Este punto se determina cuando la fuerza axial es cero. Para determinar esta condición se itera la distancia del eje neutro.

Como resultante se obtiene una fuerza de compresión de  $C_c = 0.85 * 175 * 0.15 * 0.85 * 11.14 = 21.1$  ton y un momento asociado de  $M_c = 21.1 * (0.5 * 1.33 - 0.85 * 0.5 * 11.14) = 13.05$  ton\*m.

Por lo tanto, se genera la siguiente tabla:

Tabla 55 Determinación del punto asociado a la flexión pura

X	$\epsilon_s$	$\Phi$	N°	As	fs	Fs	Brazo de palanca	Ms
cm	adm	mm	adm	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	ton	m	ton*m
3.7	0.002003	8	2	1	4006.47	4.01	0.724	2.899
14.9	-0.001014	8	2	1	-2028.02	-2.03	0.612	-1.240
21.5	-0.002792	8	1	0.5	-4200	-2.10	0.546	-1.146
36.5	-0.006833	8	1	0.5	-4200	-2.10	0.396	-0.831
51.5	-0.010874	8	1	0.5	-4200	-2.10	0.246	-0.516
66.5	-0.014915	8	1	0.5	-4200	-2.10	0.096	-0.201
81.5	-0.018956	8	1	0.5	-4200	-2.10	-0.246	0.516
96.5	-0.022997	8	1	0.5	-4200	-2.10	-0.396	0.831
111.5	-0.027038	8	1	0.5	-4200	-2.10	-0.546	1.146
118.1	-0.028816	8	2	1	-4200	-4.20	-0.612	2.569
129.3	-0.031833	8	2	1	-4200	-4.20	-0.724	3.039
				7.50	$\Sigma F_s$	-21.122	$\Sigma M_s$	7.07

Fuente: Propia

Por lo tanto, para la fuerza  $\varphi P = 0.00$  ton se le asocia un momento  $M = \Sigma M_s + M_c = 7.07 + 13.05 = 20.11$  ton\*m,  $\varphi M = 0.9 * 20.11 = 18.10$  ton\*m.

### ➤ Tracción pura

Se considera el acero de refuerzo ya que el concreto aporta muy poca resistencia a la tracción.

En este caso la fuerza en tracción pura resulta  $T_o = f_y * A_{st} = 4200 * 0.001 = 31.50$  ton

➤ **Construcción del diagrama**

La siguiente tabla muestra el resumen de todos los puntos considerados para el diagrama:

Tabla 56 Puntos para la construcción del diagrama de interacción

	Pn	Mn
	ton	ton*m
Compresión pura	229.00	0
Falla balanceada	103.40	44.2
Flexión Pura	0.00	18.10
Tracción pura	-31.50	0

Fuente: Propia

Las fuerzas últimas internas obtenido respecto a la carga axial es  $P_u = 26.63$  ton con  $P_u/\phi = 26.63/0.9 = 29.59$  ton y el momento  $M_u = 13.88$  ton\*m con  $M_u/\phi = 13.88/0.9 = 15.42$  ton\*m.

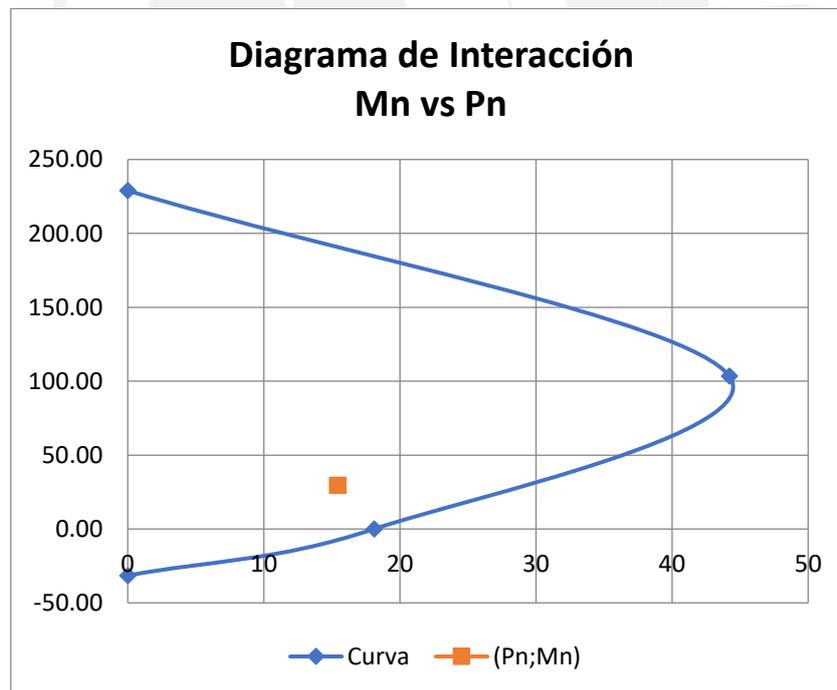


Figura 16 Diagrama de interacción

Fuente: Propia

Se observa que el punto  $P_u/\phi = 29.59$  ton;  $M_u/\phi = 15.42$  ton\*m se encuentra dentro del diagrama de interacción, entonces el refuerzo es correcto.

Al ingresar el punto  $P_u/\phi = 29.59$  ton en el diagrama de interacción se obtiene el momento nominal de  $M_n = 27.85$  ton\*m lo cual se le asocia un  $c = 16.34$  cm (el proceso se encuentra en ANEXO 03).

### 5.2.7 Necesidad de bordes confinados según norma E.060

Según la norma E.060 - art. 21.9.7.4 menciona que se debe considerar bordes confinados cuando la profundidad del eje neutro no cumpla la siguiente fórmula:

$$cp < \frac{L}{600 \cdot \frac{\delta u}{H}} \dots (1)$$

Donde:

- $L$  = Es la longitud horizontal del muro = 1.33 m
- $\delta u$  = Es el desplazamiento lateral inelástico en el nivel más alto del muro  
 $= 0.75 \cdot R \cdot D_e = 0.75 \cdot 6 \cdot 0.2824 = 0.013$  m
- $H$  = Es la altura total del muro = 10.08 m

Al reemplazar los valores en "1" se obtiene  $0.16 < 1.33 / (600 \cdot (0.013 / 10.08)) = 1.76$  m; por lo tanto no es necesario el confinamiento de bordes.

El resultado se contradice con lo obtenido en la "sección 5.2.3" (donde si es necesario el confinamiento). El ACI especifica utilizar un " $\frac{\delta u}{H}$ " no menor a 0.007 que al reemplazarlo en "1" se obtendría  $1.33 / (600 \cdot 0.007) = 0.32$  m  $< 1.76$  m que significa que no es necesario el confinamiento en los bordes.

### 5.2.8 Cálculo del refuerzo horizontal

La fuerza de corte por falla a flexión ( $V_u$ ) es la carga que debe ser soportada por el refuerzo de acero horizontal instalado.

A continuación, se presentan los datos para obtener el refuerzo horizontal:

Tabla 57 Datos para obtener el refuerzo horizontal

Símbolo	Descripción	Valor	Und
$V_u$	Fuerza de corte por falla a flexión	$1.25 \cdot V_{ua} \cdot (M_n / M_{ua})$	ton
$V_{ua}$	Fuerza de corte máxima	6.755	ton

Mua	Momento flector máximo	13.876	ton*m
Mn	Momento nominal	27.85	ton*m
Vn	Fuerza corte nominal	Vc + Vs	ton
Vc	Fuerza que brinda el concreto	$A_g \alpha \sqrt{f_c}$	ton
Vs	Fuerza que brinda el acero	$A \rho f_y$	ton*m
Ag	Área bruta de la sección sin contar vacíos	1995	cm <sup>2</sup>
$\alpha$	Coefficiente	0.53	ton*m
f'c	Resistencia en compresión del concreto	1750	ton/m <sup>2</sup>
$\rho$	Cuantía de refuerzo horizontal	0.0025	ton*m
fy	Esfuerzo de fluencia del acero	42000	ton/m <sup>2</sup>
$\phi$	Factor de reducción de resistencia	0.85	adm
$\rho_{inst}$	Cuantía de refuerzo horizontal instalada	$A_s Inst / (sh * t)$	adm
sh	Espaciamiento entre refuerzo horizontal	15.00	cm
t	Espesor del muro	0.15	m

Fuente: Propia

La fuerza de corte por falla a flexión es  $V_u = 1.25 * 6.755 * (27.85 / 13.87) = 16.95$  ton.

La resistencia del concreto es  $V_c = 1995 * 0.53 * \sqrt{175} = 13.99$  ton; además,  $0.5 \Phi V_c = 0.5 * 0.85 * 13.99 = 5.94$  ton <  $V_u = 16.92$  ton, entonces corresponde utilizar como mínimo una cuantía de 0.0025.

La resistencia que aporta el acero es  $V_s = 1995 * 0.0025 * 4200 = 20.95$  ton.

La fuerza de corte nominal  $V_n = V_c + V_s = 13.99 + 20.95 = 34.93$  ton <  $2.7 A_g \sqrt{f_c} = 2.7 * 1995 * \sqrt{175} = 71.26$  ton.

Por lo tanto  $\Phi V_n = 0.85 * 34.93 = 29.69$  ton >  $V_u = 16.95$  ton, entonces se va a seleccionar  $\Phi 3/8'' @ 15$  cm ( $\rho_{inst} = 0.71 / (15 * 15) = 0.0032 > 0.0025$ ).

### 5.2.9 Diseño por deslizamiento

Primero se debe obtener la resistencia al corte-fricción ( $V_b$ ) que presenta la placa en su base.

A continuación, se presenta la tabla con los datos necesarios:

Tabla 58 Datos para el diseño por deslizamiento

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Vb	Resistencia a corte-fricción en la base de la placa	$\phi \mu (N_u + A_{st} f_y)$	ton
$\phi$	Factor de reducción de resistencia	0.85	adm
$\mu$	Coefficiente de fricción en juntas sin tratamiento	0.60	adm
Nu	Carga muerta reducida	$0.9 * P_m$	ton*m
Pm	Carga muerta total	9.96	ton
Ast	Área de acero vertical total	0.001	m <sup>2</sup>
fy	Esfuerzo de fluencia del acero	42000	ton/m <sup>2</sup>

Vu	Fuerza de corte por falla a flexión	16.948	ton
----	-------------------------------------	--------	-----

Fuente: Propia

Por lo tanto,  $V_b = 0.85 * 0.60 * (0.9 * 9.96 + 0.001 * 4200) = 20.64 \text{ ton} > V_u = 16.9 \text{ ton}$ .

### 5.2.10 Confinamiento en bordes (Estribos)

Se ha tomado como referencia la norma E.060 para el confinamiento de los bordes, la tabla siguiente muestra el resumen:

Tabla 59 Norma E.060 - Acero de refuerzo en el confinamiento de bordes

Símbolo	Descripción	Valor	Und.
r	Art. 21.7.9.3 Recubrimiento	25.00	mm
db	Art. 21.9.7.6.d Diámetro de barra de estribos	8.00	mm
Doblez	Art. 7.2.3 Diámetro interior mínimo de doblado = 6db	48.00	mm
Dmín	Art.7.6.1 Distancia mínima entre barras paralelas	25.00	mm
Gancho sísmico	Art. 21.1 Gancho sísmico en extremos de estribo	75.00	mm
Espaciamiento	Art. 21.9.7.6	1°	80.00 mm
		2°	150.00 mm
		mínimo	250.00 mm
		Espaciamiento máximo entre estribos	250.00 mm

Fuente: Propia

Finalmente, debido a que el valor de  $c = 16.34 \text{ cm}$  es pequeña ya que va a soportar la carga axial más la carga originada por el momento flector, la configuración de aceros a considerar será la siguiente:

[] 8 mm, 1 @ 5, 9 @ 10, resto @ 25 cm (1er piso)

[] 8 mm, 1 @ 5, 5 @ 10, resto @ 25 cm (2do, 3ero y 4to piso)

La siguiente figura muestra la sección transversal de la placa con los aceros finales:

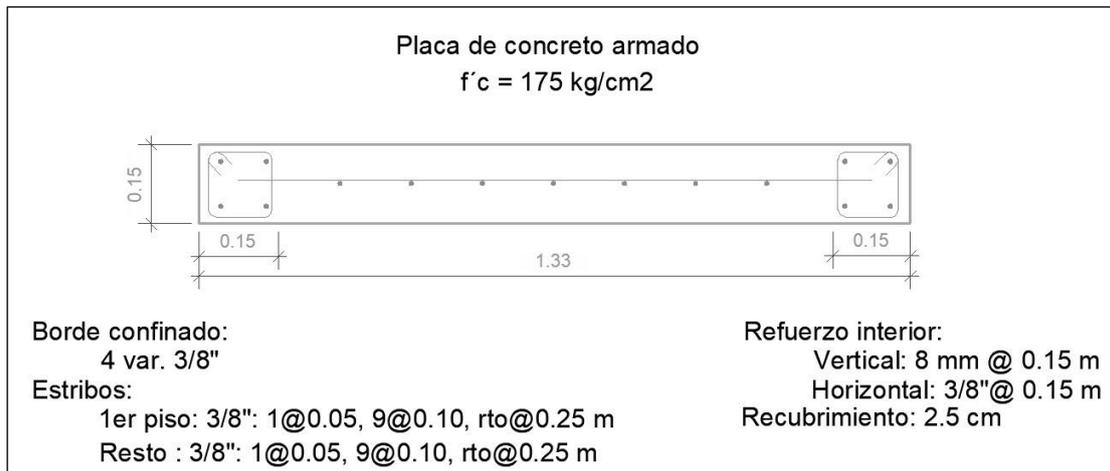


Figura 17 Configuración final de aceros en placa de concreto armado

Fuente: Propia

### 5.3 Alféizar

#### 5.3.1 Diseño del alféizar ante cargas por sismo (perpendicular al plano)

Los alféizares son muros bajos que se encuentran por la zona de las ventanas y no forman parte de la estructura (son aislados de la estructura mediante la junta sísmica). Ya que no presenta confinamiento en sus cuatro bordes; por tal motivo, es necesario el comportamiento del muro frente a las fuerzas perpendiculares a su plano.

#### 5.3.2 Capacidad resistente de los arriostres

Para el diseño primero se considera una sección para el arriostre de 0.13x0.10 m (txb) y acero de refuerzo de 2  $\Phi$  1/4" y 2  $\Phi$  8 mm.

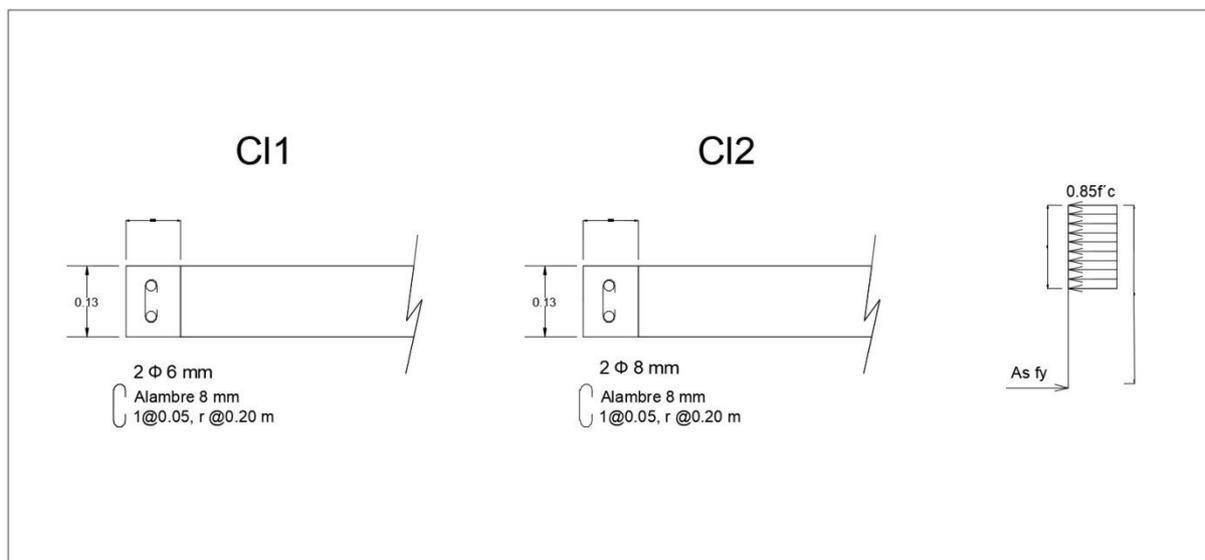


Figura 18 Sección para columnetas en alfézares

Fuente: Propia

La tabla siguiente muestra los datos necesarios para obtener la resistencia del alféizar:

Tabla 60 Datos para la resistencia del alféizar

Símbolo	Descripción	Valor	Und
T	Fuerza de tracción	$A_s \cdot f_y$	kg
C	Fuerza de compresión	$0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a$	kg
Mr	Momento flector resistente	$\phi \cdot T \cdot (d - (0.5 \cdot a))$	ton*m
Vc	Resistencia por cortante del concreto	$\phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$	ton
f'c	Resistencia en compresión del concreto	175	kg/cm <sup>2</sup>
t	Espesor del muro	13	cm
b	Longitud mayor del arriostre	10.00	cm
d	Longitud efectiva	10.00	cm
As	Área de acero transversal Φ 6	0.28	cm <sup>2</sup>
	Área de acero transversal Φ 8	0.50	cm <sup>2</sup>
fy	Esfuerzo de fluencia del acero	4200	kg/cm <sup>2</sup>
φ	Factor de reducción	0.85	adm

Fuente: Propia

Por lo tanto, se obtiene lo siguiente para la columneta CI1:

$$C = 0.85 \cdot 175 \cdot 10 \cdot a = 1488 \cdot a$$

$$T = 0.28 \cdot 4200 = 1176 \text{ kg}$$

Al igualar "T = C" se despeja:  $a = 0.79 \text{ cm}$

$$\text{Luego } Mr = 0.85 \cdot 1176 \cdot (10 - 0.5 \cdot 0.79) = 0.1 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{(175)} * 10 * 10 = 595.96 \text{ kg}$$

El procedimiento es similar para la columneta C12:

El resultado para el momento resistente  $M_r = 0.17 \text{ ton} \cdot \text{m}$  y la resistencia al cortante  $V_c = 595.96 \text{ kg}$ .

### 5.3.3 Diseño de alféizar de $h = 1.00 \text{ m}$

Como ejemplo se va a diseñar el alféizar de la sala. Debido a la longitud del alféizar ( $L = 2.00 \text{ m}$ ) se va a considerar tres columnetas, Por tal motivo la columneta central recibe mayor carga; por lo tanto, se tomará en cuenta esa columneta para el diseño.

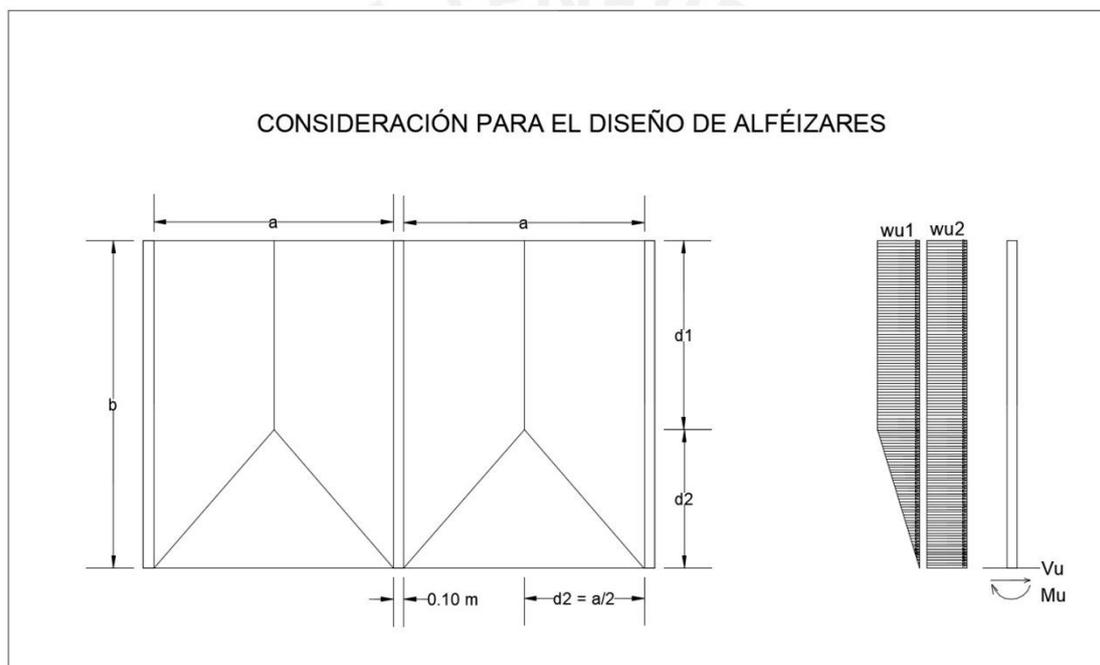


Figura 19 Sección para alféizar de la sala-comedor

Fuente: Propia

En primer lugar, se obtiene la carga distribuida presente en el alféizar, la tabla siguiente presenta los datos necesarios para obtener el metrado de cargas:

Tabla 61 Datos para el metrado de cargas en alféizar

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Walbt	Carga distribuida uniforme de albañilería tarrajada	PEalbt*t	ton/m <sup>2</sup>
Wplacat	Carga distribuida uniforme de la placa tarrajada	PEplacat*t	ton/m <sup>2</sup>
PEalbt	Peso específico de muro más tarrajeo	2.108	ton/m <sup>2</sup>
PEc	Peso específico del concreto	2.400	ton/m <sup>3</sup>

PEt	Peso específico del tarrajeo	2.00	ton/m <sup>3</sup>
t	Espesor del muro	0.13	m
et	Espesor con tarrajeo a una cara	0.01	m

Fuente: Propia

Al reemplazar los valores se obtiene:

$$Walbt = 2.108 * 0.13 = 0.27 \text{ ton/m}^2$$

$$Wplacat = 2.108 * 0.13 = 0.35 \text{ ton/m}^2$$

### ➤ Muro de albañilería

Según la norma E.070 Art. 29.6, el muro de albañilería se comporta como una losa que se encuentra simplemente apoyada en los extremos con carga uniforme distribuida. Los factores Z, U y C1 se obtuvieron según la norma E.030.

La siguiente tabla presenta los datos necesarios para el desarrollo:

Tabla 62 Datos para el muro de albañilería

Símbolo	Descripción	Valor	Und
w	Carga de sismo	$0.8 * Z * U * C1 * Walbt$	ton/m <sup>2</sup>
Ms	Momento de sismo	$m * w * a^2$	ton/m <sup>2</sup>
fm	Esfuerzo de tracción actuante	$6 * Ms / t^2$	m
Z	Parámetro de zona	0.45	adm
U	Parámetro de uso	1.00	adm
C1	Elemento que puede precipitarse al exterior	1.3	adm
a	Largo del borde libre	0.85	m
b	Altura del alféizar	1.00	m
m	Coefficiente de momento	0.12	adm
t	Espesor efectivo del muro	0.13	m
f't	Esfuerzo permisible	15.00	ton/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Al reemplazar los valores se obtiene:

$$W = 0.8 * 0.45 * 1 * 1.3 * 0.27 = 0.13 \text{ ton/m}^2$$

$$b/a = 1/0.85 = 1.18$$

$$Ms = 0.12 * 0.13 * 0.85^2 = 10.84 \text{ kg*cm/cm}$$

$fm = 6 * 10.84 / 0.13^2 = 3.85 \text{ ton/m}^2$  (Norma E.070 Art. 30.6); como “fm” es menor a “f’t”, entonces la configuración seleccionada es correcta.

### ➤ Arriostres

Para el diseño de los arriostres primero se determina la distribución de cargas sobre el muro.

Según la Figura 19 muestra la distribución de cargas  $wu_1$  y  $wu_2$  a considerar.

Según la norma E.070 Art. 28.2, al momento flector y cortante factorizado serán multiplicados por 1.25 para obtener las fuerzas de diseño.

La siguiente tabla muestra los datos necesarios para el desarrollo:

Tabla 63 Datos para el diseño de arriostres

Símbolo	Descripción	Valor	Und
$wu_1$	Carga última de la albañilería	$1.25*(0.8*Z*U*C1*Walbt*a*0.5*2)$	kg/cm
$wu_2$	Carga última de la columneta	$1.25*(0.8*Z*U*C1*Wplacat*ta)$	kg/cm
$Mu$	Momento flector último	$wu_1*(d1*(d1*0.5+d2)+0.5*d2*(2/3)*d2)+wu_2*b*0.5*b$	ton*m
$Vu$	Fuerza cortante última	$wu_1*(d1+0.5*d2)+wu_2*b$	kg
$ta$	Ancho del arriostre	0.10	m
$d1$	Altura superior de arriostre	0.58	m
$d2$	Altura inferior de arriostre	0.43	m
$b$	Altura del alféizar	1.90	m
$\Phi Vc$	Resistencia al cortante del concreto	0.596	ton
$a$	Largo del borde libre	0.85	m
$Z$	Parámetro de zona	0.45	adm
$U$	Parámetro de uso	1.00	adm
$C1$	Elemento que puede precipitarse al exterior	1.3	adm

Fuente: Propia

Al reemplazar los valores se obtiene lo siguiente:

$$wu_1 = 1.25*(0.8*0.45*1*1.3*0.27*0.85*0.5*2) = 0.136 \text{ ton/m}$$

$$wu_2 = 1.25*(0.8*0.45*1*1.3*0.35*0.1) = 0.021 \text{ ton/m}$$

$$Mu = 0.136*(0.58*(0.58*0.5+0.43)+0.5*0.43*(2/3)*0.43)+0.021*1*0.5*1 = 0.074 \text{ ton*m}$$

$$Vu = 0.136*(0.58+0.5*0.43)+0.021*1 = 0.128 \text{ ton}; \Phi Vc = 0.596 \text{ ton}$$

Como “ $Vu$ ” es menor a “ $\Phi Vc$ ”, entonces no necesita estribos, Por lo tanto se va a considerar la columneta C11 (2  $\Phi$  6 mm) para todos los alféizares de la sala-comedor, dormitorios y cocina.

### **5.3.4 Diseño de alféizar de h = 1.90 m**

El diseño empleado en la sección 5.3.3 se repite para el diseño de los alféizares de 1.90 m de altura para los SS.HH. y lavandería, De esta manera la columneta escogida es Cl2 (Figura 18)

### **5.3.5 Junta sísmica (S)**

Es la separación entre los alféizares y los muros de albañilería confinada. La separación es el producto de multiplicar la máxima distorsión inelástica (E.070 Art. 23.c = 1/200) por la altura del alféizar (h).

$$S = (1/200)*h = 0.005*190 = 0.95 \text{ cm}$$

Por lo tanto, se va a utilizar tecnopor de 3/8" (0.95 cm) de espesor.

### **5.4 Viga dintel**

Elemento horizontal de concreto armado que se instala sobre las puertas y ventanas para reforzar el muro y brindar resistencia ante cargas de sismo; además se utilizan para conectar muros con el objetivo de reducir los esfuerzos generados en el mismo.

Entre los beneficios de utilizar las vigas dinteles es que aumenta la rigidez lateral de modo que se retarda la falla por cortante y que se reduce el giro por flexión en la conexión muro y viga.

#### **5.4.1 Metrado de cargas**

Se va a realizar solo el metrado de cargas por gravedad (carga muerta -  $W_m$  y carga viva -  $W_v$ ), luego se realiza la amplificación de cargas para obtener la carga última ( $W_u = 1.4W_m + 1.7W_v$  - Norma E.060 Art. 9.2.1).

La carga muerta es el peso propio y la carga viva es la sobrecarga ( $S/C = 0.2 \text{ ton/m}^2$ ). Para el diseño se emplea un modelo con ambos extremos empotrados; ya que existe espacio para realizar los anclajes.

Como ejemplo se ha seleccionado la viga dintel D-18 que se encuentra en los ejes 1 – GI, a continuación, se presenta su ubicación:



Figura 20 Distribución en planta de las vigas dintel

Fuente: Propia

A continuación, se presenta los datos necesarios para el metrado de cargas de gravedad:

Tabla 64 Datos para el metrado de la viga dintel D-18

Símbolo	Descripción	Valor	Und.
W <sub>m</sub>	Carga muerta distribuida	PE <sub>c</sub> *b*h	ton/m
W <sub>v</sub>	Carga viva distribuida	S/C*b	ton/m
W <sub>u</sub>	Carga última	1.4*W <sub>m</sub> +1.7*W <sub>v</sub>	ton/m
b	Base de la viga dintel	0.13	m
h	Peralte de la viga dintel	0.30	m
S/C	Sobrecarga	0.2	ton/m <sup>2</sup>
PE <sub>c</sub>	Peso específico del concreto	2.4	ton/m <sup>3</sup>

Fuente: Propia

### Carga muerta (W<sub>m</sub>):

Al reemplazar los valores de la Tabla 64 se obtiene  $W_m = 2.4 * 0.13 * 0.30 = 0.094$  ton/m.

### Carga viva (W<sub>v</sub>):

Al reemplazar los valores de la Tabla 64 se obtiene  $W_v = 0.2 * 0.13 = 0.026$  ton/m.

### Cargas últimas:

Finalmente, las cargas de servicio se amplifican  $W_u = 1.4 * 0.094 + 1.7 * 0.026 = 0.175$  ton/m.

Estas cargas son uniforme lineal distribuido a lo largo de la viga dintel. Al presentar solo un tramo de viga, no es necesario realizar alternancia por carga viva.

La norma E.060 Art. 9.2 establece las combinaciones de cargas a utilizar:

➤  $U = 1,4 CM + 1,7 CV$

➤  $U = 1,25 (CM + CV) \pm CS$

➤  $U = 0,9 CM \pm CS$

En el programa Etabs V18 luego de instalar las cargas en la viga se obtuvo la envolvente de los diagramas de momento flector y fuerza cortante:

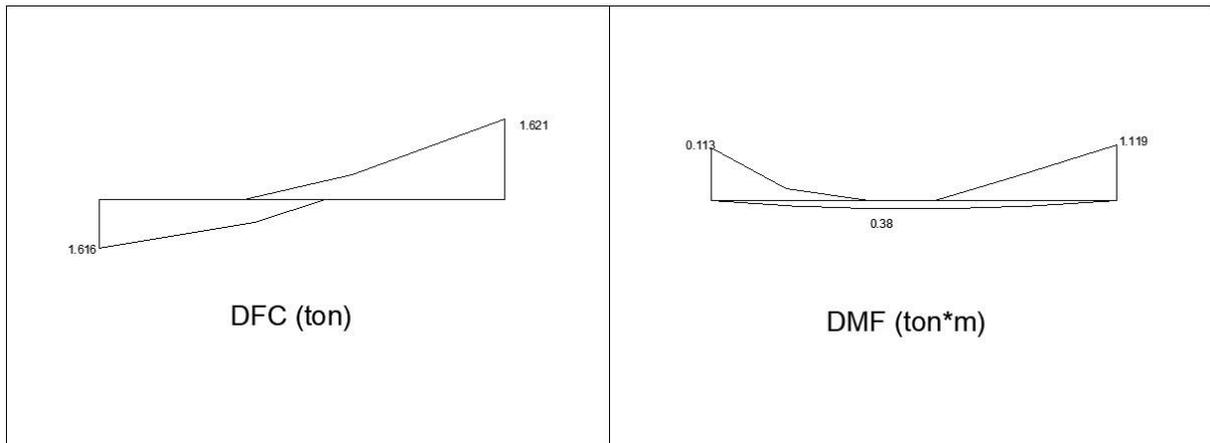


Figura 21 Diagrama de momento flector (DMF) y fuerza de corte (DFC)

Fuente: Propia

### 5.4.2 Diseño por flexión

Según los requerimientos de la norma E.060 para secciones rectangulares se establece el acero máximo y mínimo. La cuantía balanceada es  $\rho_b = 2.13\%$ .

La siguiente tabla presenta los datos necesarios:

Figura 22 Datos para determinar acero máximo y mínimo en dintel

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Asmín	Acero mínimo por tracción	$((0.22 \cdot \sqrt{f_c})/f_y) \cdot b \cdot d$	cm <sup>2</sup>
Asb	Acero balanceado	$\rho_b \cdot b \cdot d$	cm <sup>2</sup>
Asmáx	Acero máximo por tracción	$0.75 \cdot Asb$	cm <sup>2</sup>
r	Recubrimiento a eje	0.05	m
d	Distancia efectiva	0.25	m
$\rho_b$	Cuantía balanceada	2.13	%
f'c	Resistencia en compresión del concreto	175	kg/cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	Esfuerzo de fluencia del acero	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

El acero balanceado resulta  $Asb = 0.0213 \cdot 13 \cdot 25 = 6.92 \text{ cm}^2$ .

Por lo tanto, el acero mínimo es  $Asmín = ((0.22 \cdot \sqrt{175})/4200) \cdot 13 \cdot 25 = 0.23 \text{ cm}^2$ .

El acero máximo resulta  $A_{s\text{máx}} = 0.75 \cdot 6.92 = 5.19 \text{ cm}^2$ .

El momento requerido ( $M_u$ ) se obtiene de la envolvente del diagrama de momentos, el momento nominal  $M_n = M_u/0.9$ .

A partir del modelo del bloque de compresiones del concreto se obtiene:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_n}{(0.85 \cdot f'_c \cdot bw)}}$$

$$A_s = M_n / (f_y \cdot (d - a/2))$$

A continuación, se presenta la tabla con el resumen del proceso:

Tabla 65 Diseño por flexión - viga dintel

Dintel		D-18		
Momento flector		(M-)	(M+)	(M-)
Sección		Izquierdo	Central	Derecho
$M_u$ (ton*m)	Momento último requerido	1.11	0.38	1.12
$M_n$ (ton*m)	Momento nominal = $M_u/0.9$	1.237	0.426	1.243
a (cm)	$d - \sqrt{(d^2) - (2M_n/0.85 \cdot f'_c \cdot bw)}$	2.704	0.896	2.720
$A_{s \text{ req}}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_n / (f_y \cdot (d - a \cdot 0.5))$	1.245	0.413	1.252
$A_{s \text{ inst}}$ (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	2 $\phi$ 1/2"	2 $\phi$ 1/2"	2 $\phi$ 1/2"
		2.58	2.58	2.58
$A_{s \text{ bastones}}$ (cm <sup>2</sup> )	Acero bastones	-	-	-
		0.00	0.00	0.00
Criterio	Verificación	OK	OK	OK
$A_{s \text{ total}}$ (cm <sup>2</sup> )	Acero total instalado	2.58	2.58	2.58
$M_n \text{ insta}$ (ton*m)	Momento nominal instalado	2.405	2.405	2.405
$\phi M_n$ (ton*m)	$\phi$ = Factor de reducción = 0.9	2.165	2.165	2.165

Fuente: Propia

La configuración final de acero longitudinal es de 2 varillas de 1/2" de diámetro en la parte superior e inferior. Para el acero negativo se utiliza el acero mínimo.

### 5.4.3 Diseño por corte

Las fuerzas de corte de diseño ( $V_u$ ) se obtienen de la envolvente del diagrama cortante a la cara, después se selecciona la fuerza a una distancia "d" (peralte efectivo) de la cara " $V_{ud}$ ".

La norma E.060 Art. 21.4.3 menciona que el cortante de diseño no debe ser menor al menor valor de:

- Al cortante asociado a los momentos nominales:

$$V_{u\ mn} = \frac{M_{n\ izq} + M_{n\ der}}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2}$$

$$V_{u\ mn} = \frac{2.405 + 2.405}{1.203} + \frac{0.175 * 1.203}{2} = 2.18\ ton$$

- El cortante máximo a partir de las combinaciones de carga multiplicado por 2.5.

$$V_{u\ máx} = V_{ud} * 2.5 = 1.572 * 2.5 = 3.93\ ton$$

Por lo tanto, el mínimo es  $V_u = 2.18\ ton$ .

La resistencia del concreto se determina como:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d$$

Al reemplazar los valores  $V_c = 0.53 * \sqrt{175} * 13 * 25 = 2.28\ ton$ . Entonces el cortante de diseño es  $\Phi V_c = 0.85 * 2.28 = 1.94\ ton$ .

Para los estribos se van a utilizar varillas de 3/8" de diámetro que equivale a  $0.71\ cm^2$ . Debido a que " $V_u > \Phi V_c$ " se calcula el aporte de los estribos como:

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c = \frac{2.18}{0.85} - 2.28 = 0.28\ ton$$

" $V_s$ " debe ser menor a  $2.1 * \sqrt{f'_c} * b * d = 2.1 * \sqrt{175} * 13 * 25 = 9.03\ ton$ . Luego, el aporte en resistencia de los estribos límite es igual a:

$$V_s\ lim = 1.1 * \sqrt{f'_c} * b_w * d = 1.1 * \sqrt{175} * 13 * 25 = 4.73\ ton$$

El espaciamiento máximo es el menor de:

- Asociado a  $V_s\ lim$ :

Si  $V_s < V_s\ lim$  el espaciamiento  $S_{máx}$  es  $60\ cm$  o  $d/2 = 25/2 = 12.5\ cm$  (el menor)

Si  $V_s > V_s\ lim$  el espaciamiento  $S_{máx}$  es  $30\ cm$  o  $d/2$  (el menor)

NOTA: Norma E.060 Art. 21.4.4.4-a: Espaciamiento mínimo  $15\ cm$

$$\text{➤ } S_{\text{máx.}} = \frac{(2A_s) \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{0.2 \cdot \sqrt{175} \cdot 13} = 173 \text{ cm}$$

$$\text{➤ } S_{\text{máx.}} = \frac{(2A_s) \cdot f_y}{3.5 \cdot b_w} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 4200}{3.5 \cdot 13} = 131 \text{ cm}$$

El espaciamiento requerido es:  $S_{req.} = \frac{(2A_s) \cdot f_y \cdot d}{V_s} = \frac{2 \cdot 0.71 \cdot 0.25}{4.08} = 36 \text{ cm}$

Finalmente, se selecciona: 3/8" de 1@5, 7@10 resto @ 15 cm

La siguiente imagen presenta la configuración final de acero:

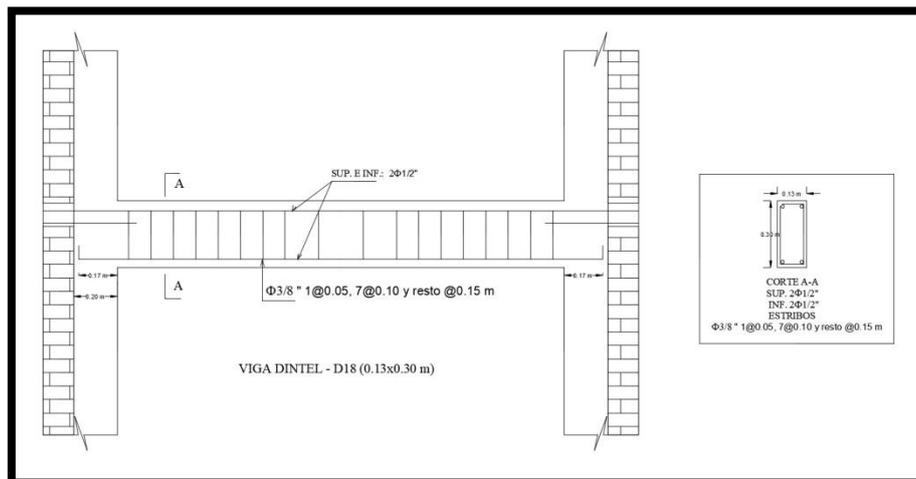


Figura 23 Refuerzo de acero en viga dintel D18

Fuente: Propia

## 5.5 Losa maciza

Elemento estructural horizontal que transporta las cargas (cargas muertas y vivas) hacia las vigas o muros estructurales. Si bien la losa maciza no aporta mucha resistencia a la estructura, su diseño es importante ya que ante una repentina falla tendría como consecuencia la pérdida de vidas humanas; por tal motivo, es necesario proveerlo de resistencia necesaria para soportar las cargas solicitadas.

En primer lugar, se realiza el diseño por flexión para identificar el acero longitudinal, si bien las losas no necesitan acero transversal por cortante, es necesario verificar si el concreto soporta el esfuerzo cortante mediante el diseño por corte.

Para el ejemplo se utiliza la losa ubicada entre los ejes AC – 1012 (3.10x3.05 m) del piso típico, tal como se muestra en la siguiente imagen:

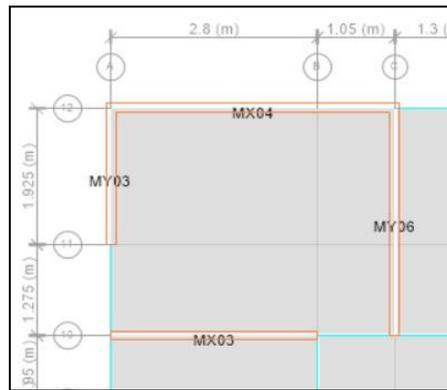


Figura 24 Ubicación de la losa A

Fuente: Propia

Para el metrado de cargas se va a considerar la carga muerta ( $W_m$ ) y viva ( $W_v$ ):

$$W_m = P_{Ec} \cdot e + P_{Pt} = 2.4 \cdot 0.12 + 0.1 = 0.388 \text{ ton/m}^2$$

$$W_v = S/C_{pt} = 0.20 \text{ ton/m}^2; W_v = S/C_{az} = 0.10 \text{ ton/m}^2$$

$$W_u = 1.4W_m + 1.7W_v; W_u \text{ pt} = 0.883 \text{ ton/m}^2; W_u \text{ az} = 0.713 \text{ ton/m}^2$$

Para determinar el acero mínimo y máximo, se debe conocer el espesor de losa ( $e = 0.12 \text{ m}$ ) y el ancho tributario de análisis ( $b_t = 100 \text{ cm}$ ) y la distancia efectiva ( $d = 12 - 3 = 9 \text{ cm}$ ).

$$\text{El acero mínimo es } A_{s \text{ mín}} = 0.0018 \cdot d \cdot b_t = 0.0018 \cdot 9 \cdot 100 = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$\text{El acero máximo es } A_{s \text{ máx}} = 1.77\% \cdot b_t \cdot d = 1.77\% \cdot 100 \cdot 9 = 15.93 \text{ cm}^2.$$

### 5.5.1 Diseño por flexión

El acero por contracción y temperatura ( $A_{s \text{ CT}}$ ) se considera de la siguiente manera:

$$\text{Parte superior: Acero de 6 mm cada 0.30 m equivale a } 0.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Parte inferior: Acero de 8 mm cada 0.30 m equivale a } 1.67 \text{ cm}^2$$

Para el diseño por flexión de la losa maciza en dos direcciones se va a utilizar las tablas de Kalmanok. Se identifican las condiciones de borde, luego se selecciona la tabla correspondiente a dicha condición (en este ejemplo es la tabla 15). Según la relación que existe entre  $a$  y  $b$  ( $b/a = 3.05/3.70 = 0.82$ ) se identifican los coeficientes de momento  $M_{a0} = -0.0739$ ,  $M_{b0} = -0.0854$ ,  $M_{a \text{ cp}} = 0.0209$  y  $M_{b \text{ cp}} = 0.0339$ .

Para obtener los momentos últimos ( $M_u$ ) se multiplica el coeficiente con la distribución de carga ( $W_u$ ) y por la longitud “a” o “b” al cuadrado (según corresponda).

Se obtiene los siguientes resultados:

$$M_u a_0 = M_{a0} * W_u * b^2 = -0.0739 * 0.713 * 3.05^2 = -0.607 \text{ ton*m}$$

$$M_u b_0 = M_{b0} * W_u * b^2 = -0.0854 * 0.713 * 3.05^2 = -0.702 \text{ ton*m}$$

$$M_u a_{cp} = M_{a_{cp}} * W_u * b^2 = 0.0209 * 0.713 * 3.05^2 = 0.172 \text{ ton*m}$$

$$M_u b_{cp} = M_{b_{cp}} * W_u * b^2 = 0.0339 * 0.713 * 3.05^2 = 0.278 \text{ ton*m}$$

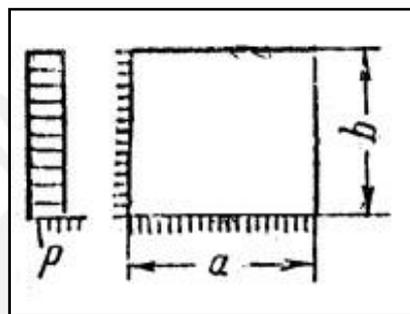


Figura 25 Tabla 15 kalmanok

Fuente: Propia

Para obtener el acero requerido ( $A_{s \text{ req}}$ ), se despeja de la siguiente fórmula:

$$M_u = \phi M_n = 0.90 * \left( A_s * f_y * d - \left( \frac{A_s \text{ req}^2 * f_y^2}{1.70 * f'c * bt} \right) \right)$$

Donde “ $M_u$ ” es el momento último requerido,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ ,  $d =$  peralte efectivo =  $12-3 = 9 \text{ cm}$  y “ $bt$ ” es el espesor tributario de  $100 \text{ cm}$ .

Para el momento “ $M_{a0}$ ”, el momento último es  $-0.607 \text{ ton*m}$  se obtiene lo siguiente:

$$-0.607 = 0.90 * \left( A_s * 4200 * 9.5 - \left( \frac{A_s \text{ req}^2 * 4200^2}{1.70 * 175 * 100} \right) \right)$$

Al despejar  $A_{s \text{ req } a_0} = 1.85 \text{ cm}^2$ ; de igual manera para los siguientes momentos se obtiene lo siguiente:

$$A_{s \text{ req } b_0} = 2.2 \text{ cm}^2; A_{s \text{ req } a_{cp}} = 0.51 \text{ cm}^2; A_{s \text{ req } b_{cp}} = 0.85 \text{ cm}^2$$

Finalmente, el acero instalado considera el acero por contracción y retracción más acero por bastones (si fuera necesario) para cubrir el acero requerido.

Para el momento  $M_{a0}$  se adiciona bastones de 6 mm @ 0.25 m

Para el momento  $M_{b0}$  se adiciona bastones de 8 mm @ 0.30 m

### 5.5.2 Diseño por corte

La resistencia al corte del concreto se determina de la siguiente fórmula:

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bt * d$$

Al reemplazar los valores se obtiene  $\phi V_c = 5.662$  ton. Los coeficientes de  $R_{a3} = 0.347$  y  $R_{b3} = 0.471$ ; de esta manera se obtiene una cortante de  $V_{u a3} = 0.771$  ton y  $V_{u b3} = 1.268$  ton que son mucho menor a la resistencia del concreto.

La configuración final es:

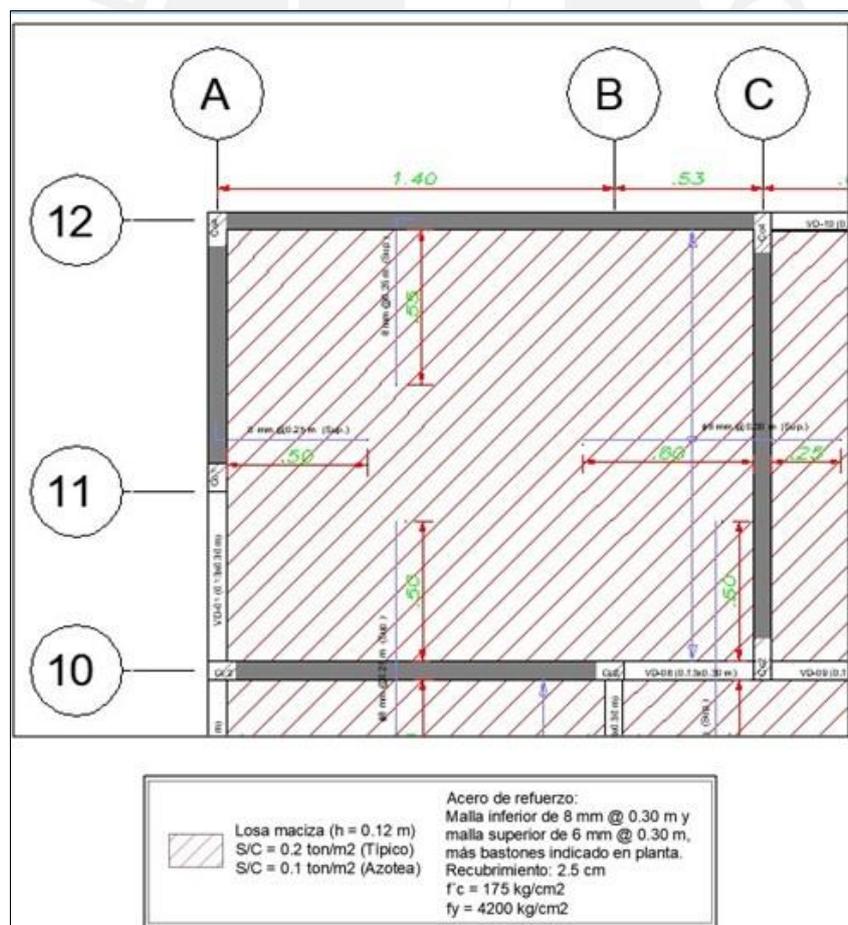


Figura 26 Losa A - Configuración final de acero de refuerzo

## 5.6 Diseño de cimentaciones

La cimentación de concreto armado está compuesta por concreto y varillas de acero de refuerzo. El diseño debe realizarse de tal manera que brinde suficiente resistencia y estabilidad de la estructura; además, debe garantizar la transmisión de las cargas del edificio hacia el terreno.

Durante el diseño es importante la capacidad portante del terreno para evitar asentamientos no deseados que pueden provocar el colapso de la edificación, la cimentación deberá tener las dimensiones necesarias de modo que el suelo no exceda su capacidad portante (a mayor área de transmisión de cargas, se producirán menores esfuerzos).

Para la condición de cargas en servicio el esfuerzo máximo admisible aceptado será la capacidad portante del terreno (en este caso se presentó el valor de  $4.5 \text{ kg/cm}^2$ ).

Debido a la distribución de muros se va a seleccionar diseñar una platea de cimentación en lugar de cimientos corridos, la ventaja radica en la facilidad del proceso de construcción durante la excavación.

Según la norma E.050 Art. 26.2, menciona que la profundidad mínima de cimentación no debe ser menor a 0.80 m de profundidad, por tal motivo se escoge 0.80 m. Además, el ancho de la cimentación depende según el número de pisos de la edificación. Entre 1-3 pisos es 0.15 m, entre 4-5 pisos es 0.20 m y de 6-8 es 0.25 m; entonces se selecciona un espesor de 0.20 m.

A continuación, se presentan los datos necesarios para obtener los esfuerzos del suelo debido a las cargas aplicadas:

Tabla 66 Datos para los esfuerzos producidos en el terreno

Símbolo	Descripción	Valor	Und.
Pss	Fuerza total sin sismo	$P_m + 0.5P_v$	ton
Pcs	Fuerza total con sismo	$P_m + 0.25P_v$	ton
ex	Excentricidad en X	$MS_x / P_{cs}$	m

ey	Excentricidad en Y	MS y/Pcs	m
ax	Longitud teórica	(Lx*0.5)-ex	m
ay	Longitud teórica	(Ly*0.5)-ey	m
Asx	Área teórica por sismo en X	2*ax*Ly	m <sup>2</sup>
Asy	Área teórica por sismo en Y	2*ay*Lx	m <sup>2</sup>
σ gra	Esfuerzo debido a fuerzas por gravedad	Pss/At	ton/m <sup>2</sup>
σ sis	Esfuerzo debido a fuerzas por sismo	Pcs/As	ton/m <sup>2</sup>
ou gra	Esfuerzo último por gravedad	(1.4*Pm+1.7*(0.5*Pv))/At	ton/m <sup>2</sup>
σu sx	Esfuerzo último por sismo en X	(1.25*(Pm+0.25Pv))/Asx	ton/m <sup>2</sup>
σu sy	Esfuerzo último por sismo en Y	(1.25*(Pm+0.25Pv))/Asy	ton/m <sup>2</sup>
σu d	Esfuerzo de diseño	Máx(σu gra, σu sx, σu sy)	ton/m <sup>2</sup>
Lx	Longitud en X del edificio	19.50	m
Ly	Longitud en Y del edificio	10.00	m
At	Área total del terreno	195	m <sup>2</sup>
Pp	Peso aproximado de la platea	93.6	ton
Pm	Carga muerta total	750.58	ton
Pv	Carga viva total	140.63	ton
MS x	Momento de sismo en X	546.32	ton*m
MS y	Momento de sismo en Y	516.81	ton*m
σ terr	Capacidad portante del terreno	45.00	ton/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia

En primer lugar, se debe verificar que el esfuerzo producido por las cargas de gravedad sea menor al esfuerzo permisible del terreno:

$$\text{➤ } P_{ss} = P_m + 0.5P_v = 750.58 + 0.5 * 140.63 = 785.74 \text{ ton}$$

$$\text{➤ } \sigma_{gra} = \frac{P_{ss}}{A_t} = \frac{785.74}{195} = 4.21 \text{ ton/m}^2$$

Se verifica que el esfuerzo admisible del terreno es mayor al esfuerzo producido por las cargas de gravedad.

El esfuerzo producido por acción del sismo es el siguiente:

$$\text{➤ } P_{cs} = P_m + 0.25P_v = 750.58 + 0.25 * 140.63 = 785.74 \text{ ton}$$

$$\text{➤ } e_x = \frac{MS_x}{P_{cs}} = \frac{546.32}{785.74} = 0.70 \text{ m}$$

$$\text{➤ } e_y = \frac{MS_y}{P_{cs}} = \frac{516.81}{785.74} = 0.66 \text{ m}$$

$$\text{➤ } a_x = (L_x * 0.5) - e_x = (19.50 * 0.5) - 0.70 = 9.05 \text{ m}$$

$$\text{➤ } a_y = (L_y * 0.5) - e_y = (10.00 * 0.5) - 0.66 = 4.34 \text{ m}$$

- $Asx = 2 * ax * Ly = 2 * 9.05 * 10 = 181.09 \text{ m}^2$
- $Asy = 2 * ay * Lx = 2 * 4.34 * 19.50 = 169.35 \text{ m}^2$
- $\sigma_{sisx} = \frac{Pcs}{Asx} = \frac{785.74}{181.09} = 4.34 \text{ ton/m}^2$
- $\sigma_{sisy} = \frac{Pcs}{Asy} = \frac{785.74}{169.35} = 4.64 \text{ ton/m}^2$

El esfuerzo admisible del terreno es de  $45 \text{ ton/m}^2$ , según la norma E.060 Art. 15.2.4, menciona que es posible incrementar en un 30% la presión admisible del terreno cuando se considere los efectos de sismo; por lo tanto,  $1.3 * \sigma_{terr} = 1.3 * 45 = 58.50 \text{ ton/m}^2$ .

De esta manera se verifica que los esfuerzos “ $\sigma_{sisx}$ ” y “ $\sigma_{sisy}$ ” son menores al esfuerzo admisible del terreno.

El esfuerzo último de diseño será el mayor valor de las siguientes expresiones:

- $\sigma_{u\text{ gra}} = \frac{1.4 * Pm + 1.7 * 0.5 * Pv}{At} = \frac{1.4 * 750.58 + 1.7 * 0.5 * 140.63}{195} = 6.00 \text{ ton/m}^2$
- $\sigma_{u\text{ sx}} = \frac{1.25 * (Pm + 0.25 * Pv)}{Asx} = \frac{1.25 * (750.58 + 0.25 * 140.63)}{181.09} = 5.42 \text{ ton/m}^2$
- $\sigma_{u\text{ sy}} = \frac{1.25 * (Pm + 0.25 * Pv)}{Asy} = \frac{1.25 * (750.58 + 0.25 * 140.63)}{169.35} = 5.80 \text{ ton/m}^2$

Por lo tanto, el mayor esfuerzo para el diseño será de  $6.00 \text{ ton/m}^2$ .

Para el ejemplo se utilizará el paño ubicado entre los ejes AC – 1012 ( $3.10 \times 3.05 \text{ m}$ ), tal como se muestra en la siguiente imagen:

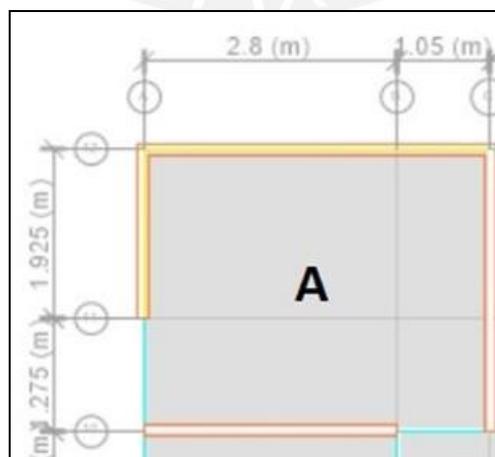


Figura 27 Ubicación del paño A

Fuente: Propia

Para determinar el acero mínimo y máximo se debe conocer el espesor de losa ( $e = 0.20$  m) y el ancho tributario de análisis ( $b_t = 100$  cm) y la distancia efectiva ( $d = 20 - 5 = 15$  cm).

$$\text{El acero mínimo es } A_s \text{ mín} = 0.0018 * e * b_t = 0.0018 * 20 * 100 = 3.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{El acero máximo es } A_s \text{ máx} = 1.77\% * b_t * d = 1.77\% * 100 * 15 = 26.6 \text{ cm}^2.$$

### 5.6.1 Diseño por flexión

Para el diseño por flexión de la losa en dos direcciones se van a utilizar las tablas de Kalmanok. Se identifican las condiciones de borde, luego se selecciona la tabla correspondiente a dicha condición (en este ejemplo es la tabla 15). Según la relación que existe entre “a” y “b” ( $b/a = 3.05/3.70 = 0.82$ ) se identifican los coeficientes de momento  $M_{a0} = -0.0739$ ,  $M_{b0} = -0.0854$ ,  $M_{a\text{cp}} = 0.0209$  y  $M_{b\text{cp}} = 0.0339$ .

Para obtener los momentos últimos ( $M_u$ ) se multiplica el coeficiente con la distribución de carga ( $W_u$ ) y por la longitud “a” o “b” al cuadrado (según corresponda).

Se obtiene los siguientes resultados:

$$M_u \text{ a}0 = M_{a0} * W_u * b^2 = -0.0739 * 6 * 3.05^2 = -4.124 \text{ ton*m}$$

$$M_u \text{ b}0 = M_{b0} * W_u * b^2 = -0.0854 * 6 * 3.05^2 = -4.770 \text{ ton*m}$$

$$M_u \text{ a cp} = M_{a\text{cp}} * W_u * b^2 = 0.0209 * 6 * 3.05^2 = 1.169 \text{ ton*m}$$

$$M_u \text{ b cp} = M_{b\text{cp}} * W_u * b^2 = 0.0339 * 6 * 3.05^2 = 1.892 \text{ ton*m}$$

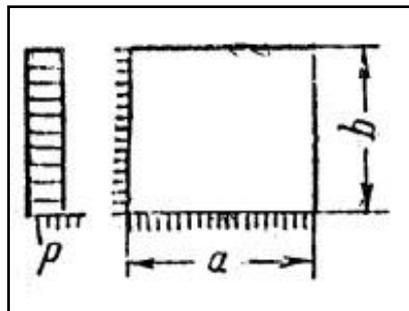


Figura 28 Tabla 15 kalmanok

Fuente: Propia

Para obtener el acero requerido ( $A_s \text{ req}$ ), se despeja de la siguiente fórmula:

$$Mu = \phi Mn = 0.90 * \left( As * fy * d - \left( \frac{As req^2 * fy^2}{1.70 * f'c * bt} \right) \right)$$

Donde “Mu” es el momento último requerido,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ ,  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ ,  $d =$  peralte efectivo = 15 cm y “bt” es el espesor tributario de 100 cm.

Para el momento  $Ma_0$ , el momento último es -4.124 ton\*m se obtiene lo siguiente:

$$-4.124 = 0.90 * \left( As * 4200 * 15 - \left( \frac{As req^2 * 4200^2}{1.70 * 280 * 100} \right) \right)$$

Al despejar  $As req a_0 = 7.5 \text{ cm}^2$ ; de igual manera para los siguientes momentos se obtiene lo siguiente:

$$As req b_0 = 8.6 \text{ cm}^2; As req a_{cp} = 2 \text{ cm}^2; As req b_{cp} = 3.3 \text{ cm}^2$$

Finalmente, el acero instalado para cubrir el acero requerido es el siguiente:

En la dirección X: 1/2" @ 0.20 m

En la dirección Y: 1/2" @ 0.20 m

### 5.6.2 Diseño por corte

La resistencia al corte del concreto se determina de la siguiente fórmula:

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bt * d$$

Al reemplazar los valores se obtiene  $\phi Vc = 9.79 \text{ ton}$ . Los coeficientes de  $Ra_3 = 0.347$  y  $Rb_3 = 0.471$ ; de esta manera se obtiene una cortante de  $Vu a_3 = 5.237 \text{ ton}$  y  $Vu b_3 = 8.615 \text{ ton}$  que son menores a la resistencia del concreto.

Para verificar el diseño se va a modelar la platea de cimentación en Safe V16.

En primer lugar, se exportan las cargas del modelo Etabs V18 al Safe V16. La platea de cimentación tendrá un espesor de 0.20 m. El suelo tendrá una capacidad portante de  $4.0 \text{ kg/cm}^2$  lo cual le corresponde un coeficiente de balastro de  $8.00 \text{ kg/cm}^3$ .

De esta manera se obtuvieron las gráficas de momento en la dirección X e Y:

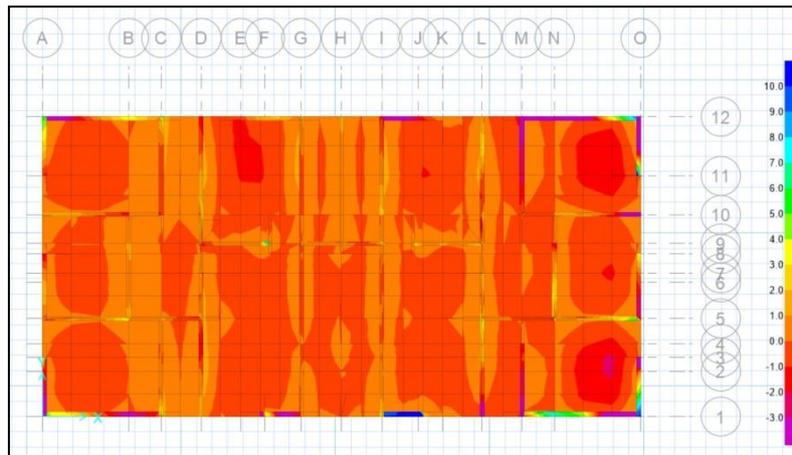


Figura 29 Momentos en la dirección X

Fuente: Propia

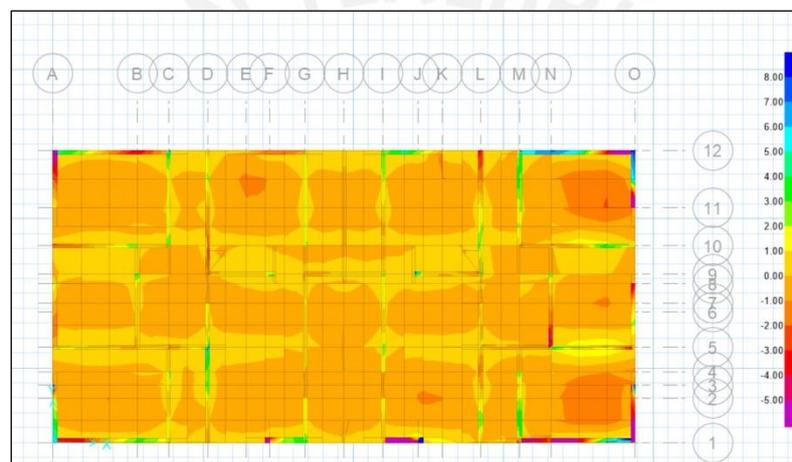


Figura 30 Momentos en la dirección Y

Fuente: Propia

A partir de las figuras anteriores se puede apreciar que los momentos en X están en el orden de 7.6 ton\*m y que los momentos negativos en el orden de 1.8 ton\*m.

La siguiente figura muestra las presiones generadas en el suelo:

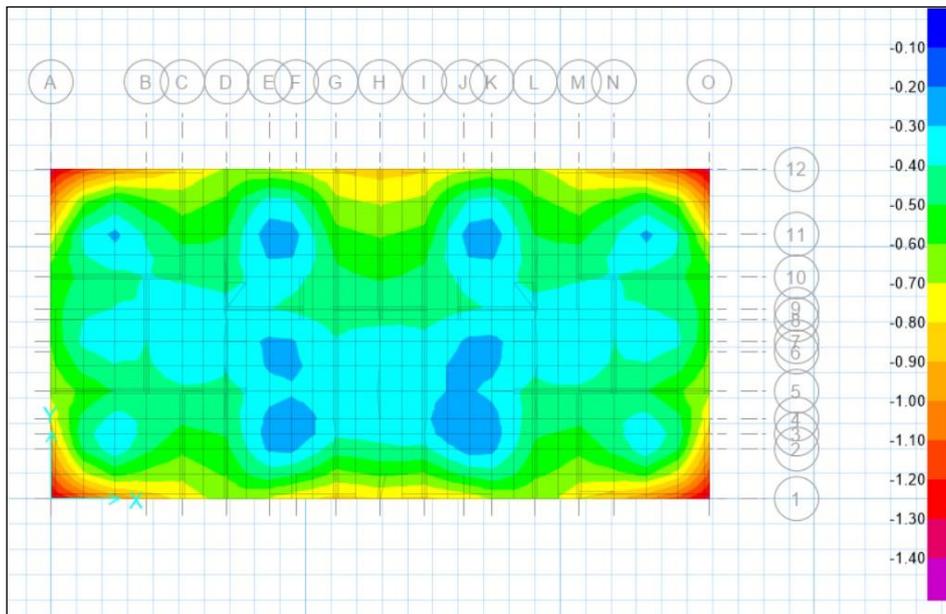


Figura 31 Presiones en el suelo

Fuente: Propia

Se puede apreciar en la Figura 31 que la presión máxima generada es de  $1.3 \text{ kg/cm}^2$  que es menor a la presión admisible del suelo.

Según el artículo “Desempeño sismorresistente de edificios de muros de ductilidad limitada” publicado por el ingeniero Alejandro Muñoz, utiliza dientes típicos de viga de  $0.25 \times 0.70 \text{ m}$ ; por lo tanto, se va a comenzar el diseño con estas dimensiones. La viga se va a instalar en todo el perímetro de la platea y debajo de los muros principales.

A continuación, se presenta los máximos momentos en la viga en los ejes X (12) e Y (A):

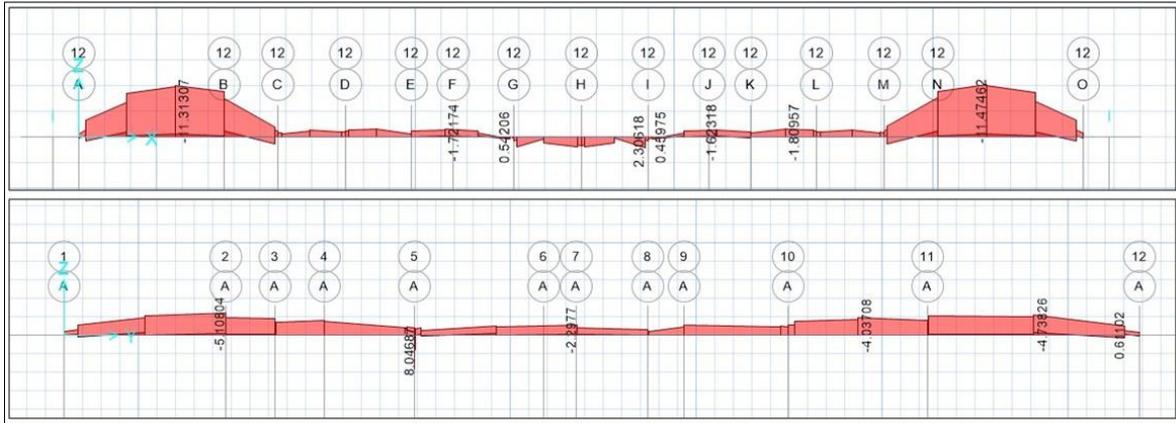


Figura 32 Momentos máximos en dientes de viga en ejes X (superior) e Y (inferior)

Fuente: Propia

Para el diseño de la viga se necesitan los siguientes datos:

Tabla 67 Datos para el diseño del diente de viga

Símbolo	Descripción	Valor	Und
As req	Acero de refuerzo	$Mu/(\Phi * fy * (d - (a * 0.5)))$	cm <sup>2</sup>
As mín	Acero mínimo	$(0.7 * \sqrt{f'c} * bw * d) / fy$	cm <sup>2</sup>
a	Distancia	$d - \sqrt{(d^2 - (2Mu / 0.85 * \Phi * f'c * bw))}$	cm
d	Peralte efectivo (h-5 = 70-5)	65.00	cm
Mu máx X	Momento máximo en X	11.31	ton*m
Mu máx Y	Momento máximo en Y	5.1	ton*m
$\Phi$	Factor de reducción	0.9	adm
f'c	Resistencia en compresión del concreto	280	kg/cm <sup>2</sup>
bw	Base de viga	25	cm
fy	Esfuerzo de fluencia del acero	4200	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

El resumen se presenta en la siguiente tabla:

Tabla 68 Cálculo del acero de refuerzo en diente de viga

	X-X	Y-Y	und.
a	3.335	1.482	cm
As req	4.724	2.130	cm <sup>2</sup>
As mín	4.532	4.532	cm <sup>2</sup>
As insta	2	2	und
	1/2"	1/2"	inch
	1.29	1.29	cm <sup>2</sup>
	2	1	und
	5/8"	5/8"	inch
	2	2	cm <sup>2</sup>
As insta total	6.58	4.58	cm <sup>2</sup>

¿ As insta < As req ?	OK	OK	-
¿ As insta < As req ?	OK	OK	-

Fuente: Propia

Por lo tanto, en el eje X el refuerzo de acero longitudinal será de  $2\Phi 1/2" + 2\Phi 5/8"$ , mientras que en el eje Y será de  $2\Phi 1/2" + 1\Phi 5/8"$ .

Para el diseño por cortante se tienen los datos necesarios:

Tabla 69 Datos para el diseño por corte en diente de viga

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Vu máx X	Cortante máximo en X	12.3	ton
Vu máx Y	Cortante máximo en Y	9.63	ton
$\Phi$	Factor de reducción	0.85	ton
Vc	Resistencia del concreto al corte: $0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$	14.41	ton
$\Phi Vc$	-	12.25	ton

Fuente: Propia

La siguiente figura muestra los cortantes máximos en la dirección X (12) e Y (A):

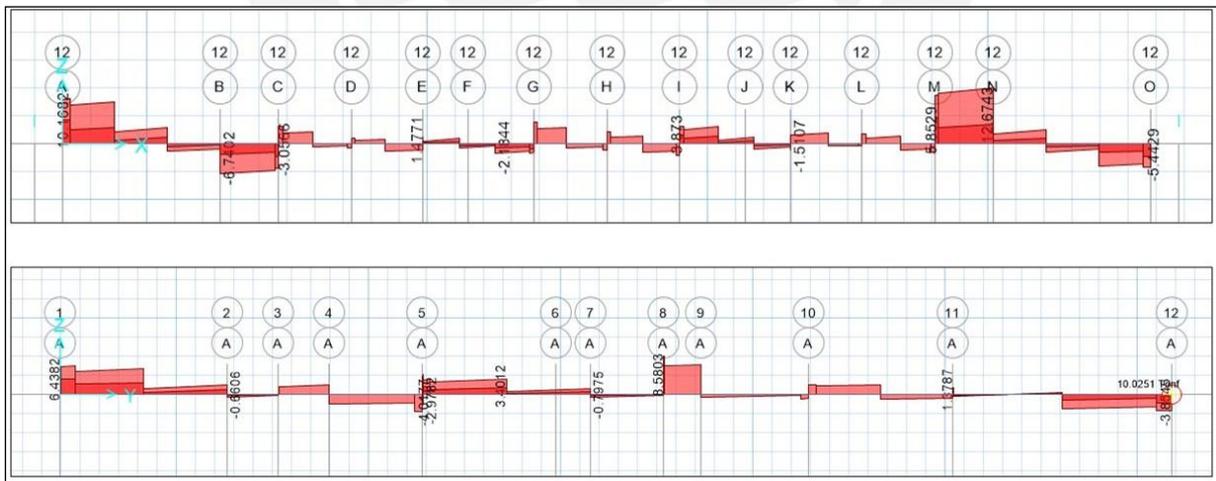


Figura 33 Cortantes máximos en dientes de viga en ejes X (superior) e Y (inferior)

Fuente: Propia

A continuación, se presenta la tabla resumen:

Tabla 70 Cálculo de los estribos en diente de viga

Fuerza cortante		X	Y
Vu	Cortante último máximo	12.67	8.60
As (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	8	8
		0.5	0.5
¿Vu < ΦVc?	-	Estribos	Estribos mínimos
Vs (ton)	Vu/Φ-Vc	0.49	0.00
2.1√fc*bw*d	-	57.10	0
Criterio	Verificar que Vs < 2.1√fc*bw*d	OK	0.00
Vs lím (ton)	1.1√fc*bw*d	29.91	0
Criterio	-	Vs < Vs lím	0.00
Smax (cm)	Vs lím	15.00	0
	Avfy/(0.2√fc*bw)	50	50
	Av*fy/3.5*bw	48	48
Sreq (cm)	Av*fy*d/Vs	552.17	552.17
Estribos mín.	-	Montaje	48.00
S inst (cm)	-	30.00	30.00

Fuente: Propia

Por lo tanto, se va a seleccionar estribos de 8 mm @ 30 cm a lo largo de la viga.

Finalmente, se muestra la figura con el acero de refuerzo:

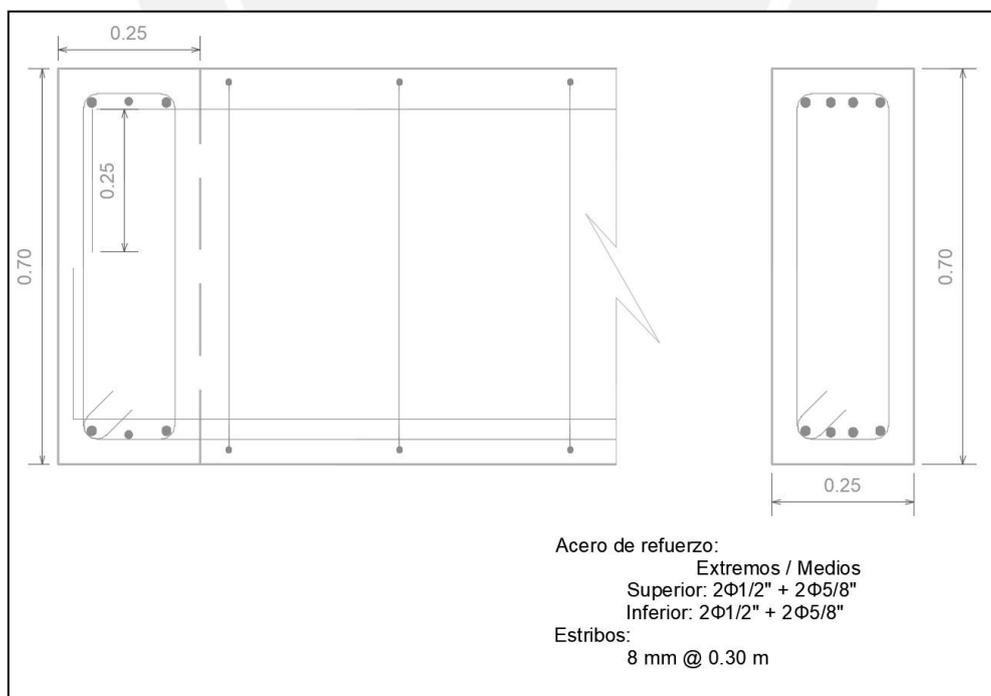


Figura 34 Configuración de acero de refuerzo en diente de viga

Fuente: Propia

## Capítulo 6: Diseño de otros elementos

### 6.1 Diseño de escaleras

La escalera de concreto armado permite unir los diferentes niveles de la edificación, en su mayoría se diseña como una losa maciza en una dirección.

Para comenzar con el diseño se realiza el metrado (por lo cual fue determinado en la sección 3.3). En resumen, se obtuvo lo siguiente:

- Tramo inclinado:  $W_m = 0.596 \text{ ton}\cdot\text{m}$
- Tramo recto:  $W_m = 0.388 \text{ ton}\cdot\text{m}$
- S/C =  $0.200 \text{ ton}\cdot\text{m}$  para ambos casos.

La escalera se modela en Etabs V18 con un espesor efectivo de 1 m de ancho, se colocan las cargas muertas y vivas según la siguiente figura:

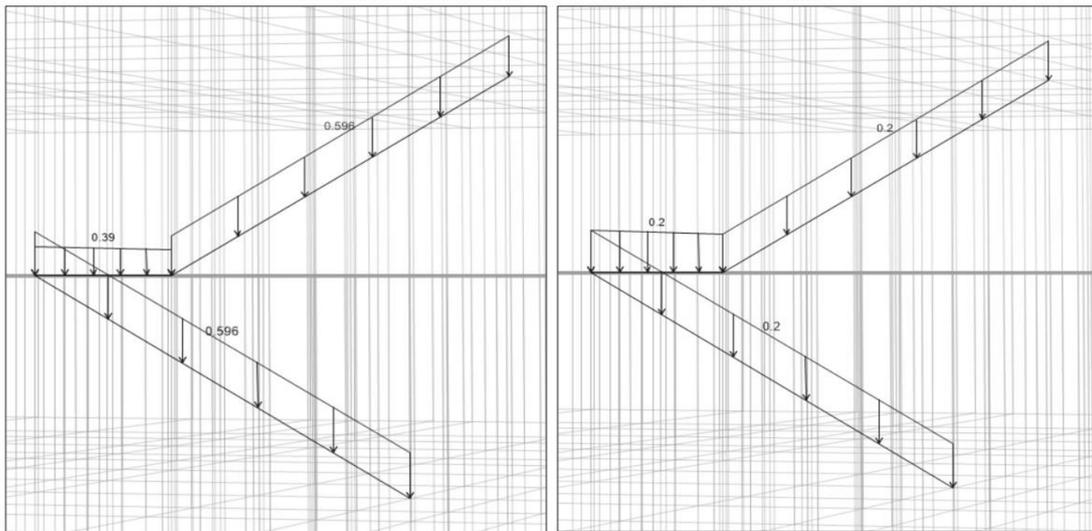


Figura 35 Escalera - Metrado de cargas - Carga muerta (izquierda) y carga viva (derecha)

Fuente: Propia

Luego al aplicar la combinación de  $1.4\cdot W_m + 1.7\cdot W_v$  se obtiene lo siguiente:

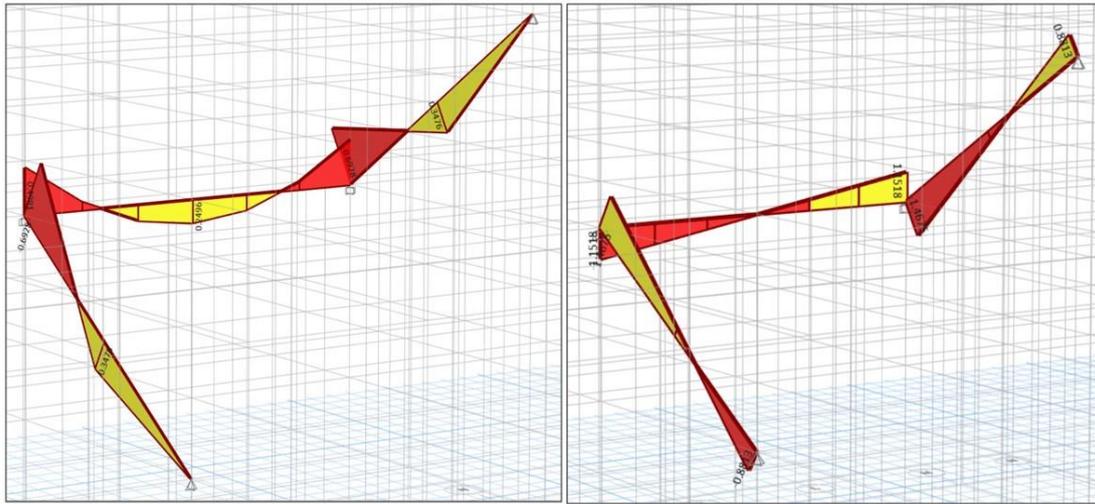


Figura 36 Escalera - DMF (izquierda) y DFC (derecha)

Fuente: Propia

El proceso es similar al utilizado en el diseño en viga dintel.

### 6.1.1 Diseño por flexión

Tabla 71 Escalera - Diseño por flexión

Tramo		Inclinado		Recto	
Momento flector		(M-)	(M+)	(M-)	(M+)
Mu (ton*m)	Momento último requerido	0.69	0.35	0.49	0.24
Mn (ton*m)	Momento nominal = Mu/0.9	0.767	0.386	0.544	0.267
a (cm)	$d - \sqrt{(d^2) - (2Mn / 0.85 * f'c * bw)}$	0.780	0.381	0.544	0.261
As req (cm <sup>2</sup> )	$Mn / (fy * (d - a * 0.5))$	2.762	1.348	1.927	0.924
As inst (cm <sup>2</sup> )	Acero instalado	3φ1/2"	3φ3/8"	3φ3/8"	3φ3/8"
		3.87	2.13	2.13	2.13
Criterio	Verificación	OK	OK	OK	OK
As total (cm <sup>2</sup> )	Acero total instalado	3.87	2.13	2.13	2.13
Mn insta (ton*m)	Momento nominal instalado	1.049	0.599	0.599	0.599
φMn (ton*m)	φ = Factor de reducción = 0.9	0.944	0.539	0.539	0.539
Acero seleccionado		1/2" @ 0.25	3/8" @ 0.20	3/8" @ 0.20	3/8" @ 0.20

Fuente: Propia

Finalmente, se selecciona un acero de 3/8" cada 0.20 m de espaciamiento.

### 6.1.2 Diseño por cortante

La resistencia del concreto es:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d = 0.53 * \sqrt{175} * 100 * 7 = 4.91 \text{ ton};$$

$$\phi Vc = 0.85 * 4.91 = 4.17 \text{ ton}$$

Según la Figura 33 el cortante máximo es de 1.15 ton que es menor a la resistencia del concreto.

Finalmente, se obtuvo la siguiente configuración de acero:

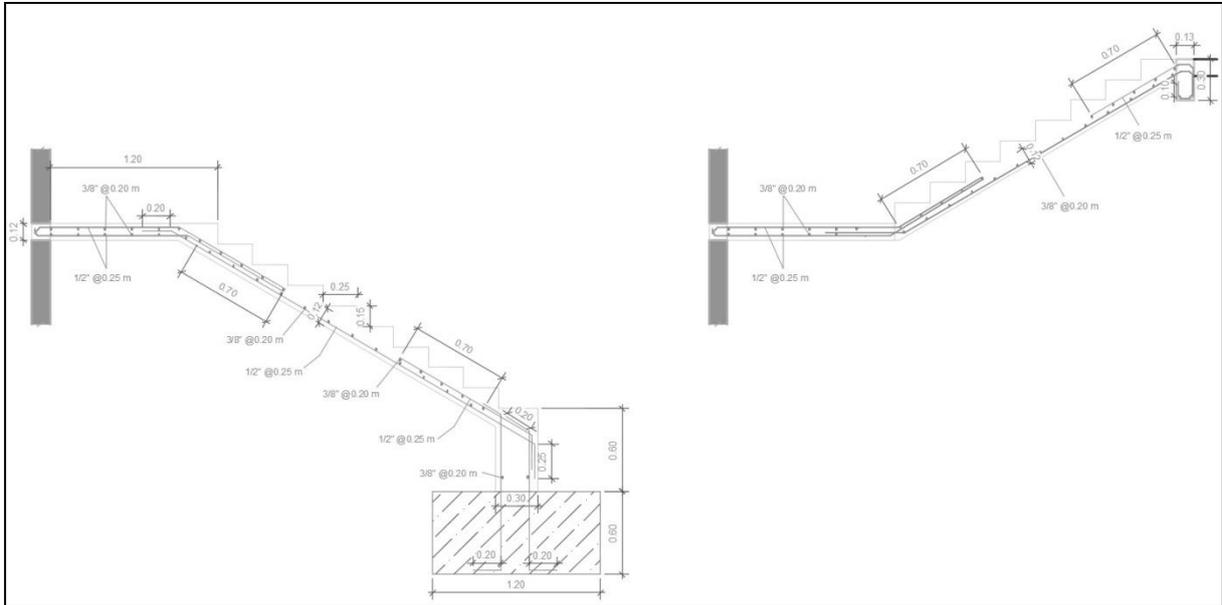


Figura 37 Escalera - Acero de refuerzo para el primer tramo (izquierda) y segundo tramo (derecha)

Fuente: Propia

## 6.2 Diseño del cerco perimétrico

El cerco perimétrico será de concreto armado mediante columnetas y vigas de arrioste que rodean al muro de albañilería. Se utilizan para delimitar una propiedad, así como para prevenir el ingreso de personas no autorizadas.

Las dimensiones por considerar para el cerco se presentan en la siguiente figura:

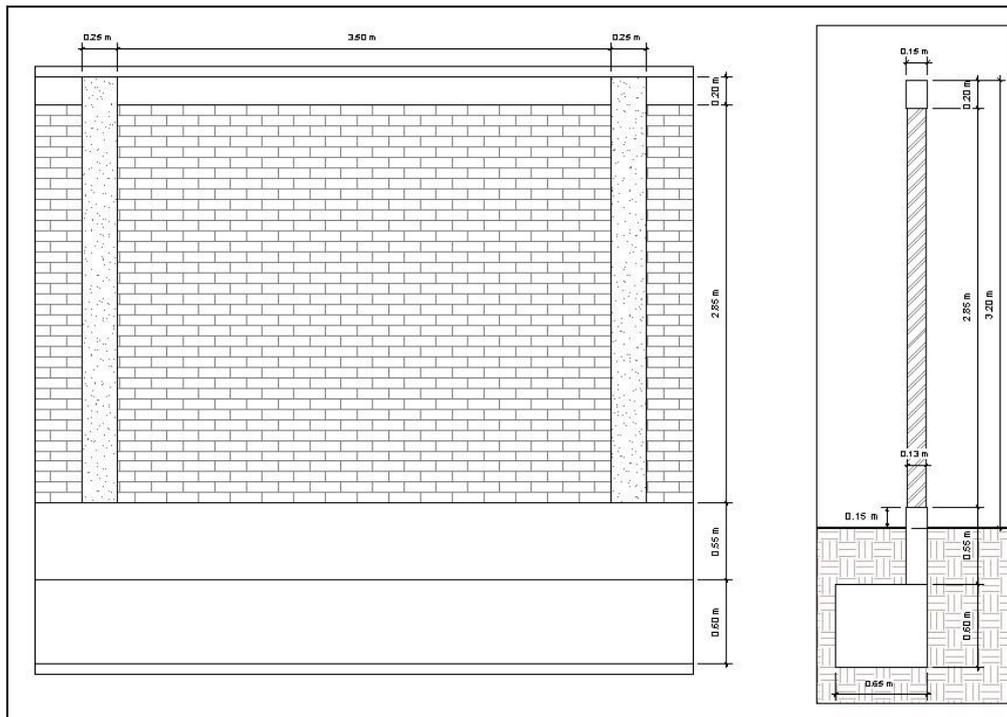


Figura 38 Dimensiones del cerco perimétrico

Fuente: Propia

Para el metrado de cargas se va a considerar un espesor de muro de 0.13 m y un espesor de 0.15 m para la columneta y la viga de arriostre. El peso específico del muro es 1.8 ton/m<sup>3</sup> y del concreto es de 2.4 ton/m<sup>3</sup>; por lo tanto se obtiene lo siguiente:

- $W_{alb} = 0.13 \cdot 1.8 = 0.23 \text{ ton/m}^2$
- $W_{colum} = 0.15 \cdot 2.4 = 0.36 \text{ ton/m}^2$

### 6.2.1 Carga en servicio por sismo

La tabla siguiente muestra los datos necesarios para el proceso:

Tabla 72 Datos para determinar la carga por sismo en cerco

Símbolo	Descripción	Valor	Und
wa	Carga de sismo	$0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C1 \cdot W_{albt}$	ton/m <sup>2</sup>
Ms	Momento de sismo	$m \cdot w_a \cdot a_m^2$	ton/m <sup>2</sup>
fm	Esfuerzo de tracción actuante	$6 \cdot M_s / t_m^2$	m
Z	Parámetro de zona	0.45	adm
U	Parámetro de uso	1.00	adm
C1	Cerco	0.6	adm
am	Menor dimensión del muro	3.00	m
bm	Mayor dimensión del muro	3.50	m
m	Coefficiente de momento	0.06	adm

tm	Espesor del muro	0.13	m
f't	Esfuerzo permisible	15.00	ton/m <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Por lo tanto, se obtiene lo siguiente:

- $W_a = 0.8 * 0.45 * 1 * 0.6 * 0.23 = 0.05 \text{ ton/m}^2$
- $M_s = 0.06 * 0.05 * 3^2 = 27.29 \text{ kg*cm/cm}$
- $bm/am = 3.5/3 = 1.17$
- $f_m = (6 * 27.29) / 0.13 = 9.69 \text{ ton/m}^2$

Como  $9.69 \text{ ton/m}^2$  es menor al esfuerzo permisible de  $15 \text{ ton/m}^2$  se procede a diseñar los elementos de arriostre.

### 6.2.2 Diseño de la columneta

En primer lugar se mide la resistencia de la columneta, la tabla siguiente presenta los datos necesarios:

Tabla 73 Datos para determinar la resistencia en columneta

Símbolo	Descripción	Valor	Und
T	Fuerza de tracción	$As * f_y$	kg
C	Fuerza de compresión	$0.85 * f'_c * bc * g$	kg
Mr	Momento flector resistente	$\phi * T * (dc - (0.5 * g))$	kg*cm
Vc	Resistencia por cortante del concreto	$\phi * 0.53 * \sqrt{f'_c} * bc * dc$	kg
f'c	Resistencia en compresión del concreto	175	kg/cm <sup>2</sup>
tc	Espesor de columneta	15	cm
bc	Longitud mayor de la columneta	25.00	cm
dc	Longitud efectiva de columneta	12.00	cm
As	Área de acero transversal $\Phi 3/8"$	0.71	cm <sup>2</sup>
f <sub>y</sub>	Esfuerzo de fluencia del acero	4200	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi$	Factor de reducción	0.85	adm

Fuente: Propia

Se obtiene lo siguiente:

- $T = 0.71 * 4200 = 2982 \text{ kg}$
- $C = 0.85 * 175 * 25 * g$
- $T = C \text{ ----- } > g = 0.80 \text{ cm}$
- $M_r = 0.85 * 2982 * (12 - (0.5 * 0.80)) = 29400.13 \text{ kg*cm}$

$$\text{Vc} = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{175 \cdot 25 \cdot 12} = 1787.87 \text{ kg}$$

Para el diseño de la columneta se necesita lo siguiente:

Tabla 74 Datos para el diseño de columneta en cerco

Símbolo	Descripción	Valor	Und
wu1	Carga última de la albañilería	$1.25 \cdot ((0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C1 \cdot Walbt) \cdot 1.5 \cdot 2)$	ton/m
wu2	Carga última de la columneta	$1.25 \cdot (0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C1 \cdot Wcolum \cdot bc)$	ton/m
Pvu	Carga última puntual de la viga	$1.25 \cdot (Pv)$	ton/m
Mu	Momento flector último	$wu1 \cdot 0.5 \cdot (d1+d2) \cdot d1 + Wu2 \cdot (d1+d2) \cdot d1 + Pvu \cdot (d1+d2)$	ton*m
Vu	Fuerza cortante última	$wu1 \cdot 0.5 \cdot (d1+d2) + wu2 \cdot (d1+d2) + Pvu$	kg
bc	Longitud mayor de la columneta	0.25	m
d1	Altura superior de arriostre	1.50	m
d2	Altura inferior de arriostre	1.50	m
hm	Altura del muro del cerco	3.00	m
$\Phi Vc$	Resistencia al cortante del concreto	1.788	ton
Pv	Carga puntual de la viga	0.270	ton

Fuente: Propia

Se obtiene:

- $wu1 = 1.25 \cdot ((0.8 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 0.6 \cdot 0.23) \cdot 1.5 \cdot 2) = 0.190 \text{ ton/m}$
- $wu2 = 1.25 \cdot ((0.8 \cdot 0.45 \cdot 1 \cdot 0.6 \cdot 0.36 \cdot 0.25)) = 0.024 \text{ ton/m}$
- $Pvu = 1.25 \cdot 0.27 = 0.338 \text{ ton}$
- $Mu = 0.190 \cdot 0.5 \cdot (1.50+1.50) \cdot 1.50 + 0.024 \cdot 0.5 \cdot (1.50+1.50) \cdot 1.50 + 0.338 \cdot (1.50+1.50)$   
 $= 1.548 \text{ ton*m}$
- $Vu = 0.190 \cdot 0.5 \cdot (1.50+1.50) + 0.024 \cdot (1.50+1.50) + 0.338 = 0.627 \text{ ton} < \Phi Vc = 1.8 \text{ ton}$

Se comprueba que Vu es menor a  $\Phi Vc$ ; por lo tanto, se va a considerar estribos mínimos de:

$$1/4": 1@0.05, 4@0.10, rto@0.25.$$

### 6.2.3 Diseño de la viga de arriostre

Para el metrado de cargas se considera lo siguiente:

Tabla 75 Datos para el metrado de cargas en viga de cerco

Símbolo	Descripción	Valor	Und
wv	Carga distribuida en viga	$0.8 \cdot Z \cdot U \cdot C1 \cdot tv \cdot PEc$	ton/m <sup>2</sup>
wvl	Carga lineal distribuida de viga	$tv \cdot wv$	ton/m
wal	Carga albañilería lineal	$wa \cdot hta$	ton/m
tv	Espesor de viga	0.15	m
hv	Peralte de viga	0.20	m

hta	Altura del trapezio de carga de albañilería	1.50	m
-----	---	------	---

Fuente: Propia

Donde:

- $wv = 0.8 * 0.45 * 1 * 0.6 * 0.15 * 2.4 = 0.078 \text{ ton/m}^2$
- $wvl = 0.15 * 0.078 = 0.06 \text{ ton/m}$
- $wal = 0.05 * 1.50 = 0.076 \text{ ton/m}$

Luego de asignar las cargas en la viga se obtuvo el momento de servicio máximo de 0.11 ton\*m:

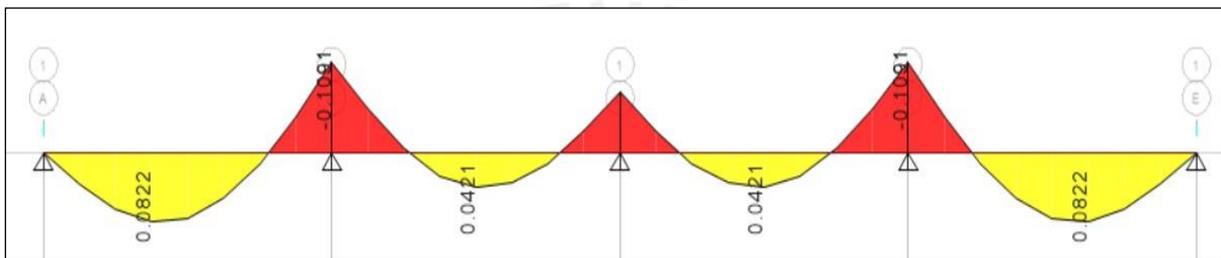


Figura 39 Diagrama de momento flector en viga de cerco

Fuente: Propia

Para el diseño de la viga de arrioste se necesita determinar el acero de refuerzo necesario  $A_s$ :

$$A_s = \frac{0.85 * f'c * hv * d}{fy} - \sqrt{\frac{1.7 * f'c * hv}{fy^2} * \left( \frac{0.85 * f'c * hv * d^2}{2} - \frac{Mu}{\phi} \right)}$$

Así como los siguientes datos:

Tabla 76 Datos para el diseño de viga en cerco

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Mu	Momento último	1.25*(Ms máx)	ton*m
As mín	Acero mínimo	0.7* $h_v * d * (\sqrt{f'c / f_y})$	cm <sup>2</sup>
As máx	Acero máximo	0.025* $h_v * d$	cm <sup>2</sup>
f'c	Resistencia en compresión del concreto	175	kg/cm <sup>2</sup>
fy	Esfuerzo de fluencia del acero	4200	kg/cm <sup>2</sup>
tv	Espesor de viga	15.00	cm
d	Longitud efectiva (tv-3)	12.00	cm
ø	Factor de reducción	0.85	adm
hv	Peralte de viga	20.00	cm
Ms máx	Momento en servicio máximo	0.11	ton*m

Fuente: Propia

Donde:

- $M_u = 1.25 \cdot (0.11) = 0.136 \text{ ton/m}$
- $A_s \text{ mín} = 0.7 \cdot 20 \cdot 12 \cdot (\sqrt{175/4200}) = 0.529 \text{ cm}^2$
- $A_s \text{ máx} = 0.025 \cdot 20 \cdot 12 = 6 \text{ cm}^2$
- $A_s = \frac{0.85 \cdot 175 \cdot 20 \cdot 12}{4200} - \sqrt{\frac{1.7 \cdot 175 \cdot 20}{4200^2} \cdot \left( \frac{0.85 \cdot 175 \cdot 20 \cdot 12^2}{2} - \frac{0.136}{0.85} \right)} = 0.325 \text{ cm}^2$

Por lo tanto, el acero longitudinal instalado será de 4 varillas de 3/8" que equivale a 2.84 cm<sup>2</sup> de acero de refuerzo. Además, se va a utilizar estribos mínimos de 1/4": 1@0.05, 4@0.10, rto@0.25.

La siguiente figura muestra los aceros finales:

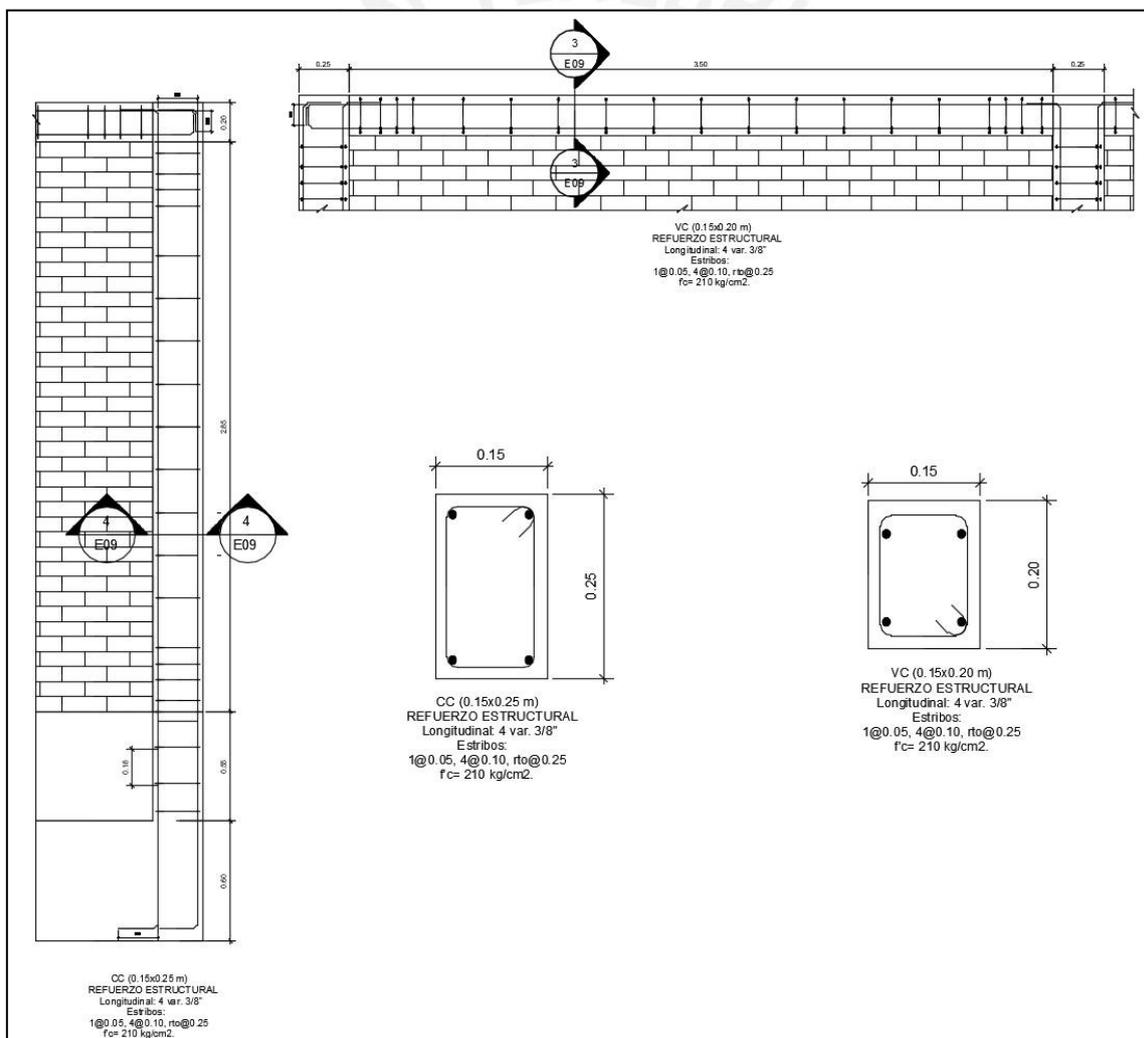


Figura 40 Acero de refuerzo en viga y columna de arrioste en cerco

Fuente: Propia

### 6.2.4 Junta sísmica (S)

La junta sísmica resulta de multiplicar la distorsión angular máxima ( $\delta$ ) con la altura del muro. El resultado es  $S = 0.005 \cdot 320 = 1.60$  cm.

Se va a utilizar un tecnopor de 5/8" (1.58 cm) de espesor.

### 6.2.5 Cimentación del cerco

Sean los datos del terreno y del muro:

Tabla 77 Datos del terreno y muro para cimentación en cerco

<b>Terreno</b>			
<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Und</b>
PEt	Peso específico del terreno	2300	kg/m <sup>3</sup>
$\phi$	Ángulo de fricción	35	°
$\mu$	Coefficiente de fricción	0.6	adm
$\sigma_{adm}$	Esfuerzo admisible del terreno	4.5	kg/cm <sup>2</sup>
tr	Espesor del relleno	0.5	m
hr	Altura del relleno	0.4	m
<b>Muro</b>			
<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Und</b>
tm	Espesor del muro	0.13	m
Z	Parámetro de zona	0.45	adm
U	Parámetro de uso	1.00	adm
C1	Cerco	0.6	adm
hnm	Altura neta del muro	2.85	adm
tv	Espesor de viga	0.15	m
hv	Peralte de viga	0.20	m
tsc	Ancho del sobrecimiento	0.15	m
hsc	Altura del sobrecimiento	0.55	m
PEm	Peso específico del muro	1.8	ton/m <sup>3</sup>
PEc	Peso específico del concreto armado	2.4	ton/m <sup>3</sup>
PEcs	Peso específico del concreto simple	2.3	ton/m <sup>3</sup>

Fuente: Propia

Para obtener el empuje pasivo y activo del terreno se requiere lo siguiente:

Tabla 78 Datos para el empuje en terreno

<b>Símbolo</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>	<b>Und</b>
Ka	Coefficiente activo	$\tan^2(45^\circ - \phi \cdot 0.5)$	adm

Kp	Coficiente pasivo	$\tan^2(45^\circ + \phi * 0.5)$	adm
Ea	Empuje activo	$0.5 * k_a * P_{Et} * h_{cc}^2 * b_{tr}$	kg
Ep	Empuje pasivo	$0.5 * k_p * P_{Et} * h_{cc}^2 * b_{tr}$	kg
tcc	Ancho del cimiento corrido	0.65	m
hcc	Peralte del cimiento corrido	0.60	m
hf	Profundidad de la cimentación	1.00	m
htr	Altura del terreno para relleno	0.40	m
btr	Ancho tributario	1.00	m

Fuente: Propia

Donde:

- $K_a = \tan^2(45^\circ - 35 * 0.5) = 0.27$
- $K_p = \tan^2(45^\circ + 35 * 0.5) = 3.69$
- $E_a = 0.5 * 0.27 * 2300 * 0.60^2 * 1 = 112.19 \text{ kg}$
- $E_p = 0.5 * 3.69 * 2300 * 0.60^2 * 1 = 1527.73 \text{ kg}$

El peso total se mide como:

Tabla 79 Datos para obtener el peso total

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Pv	Peso de la viga	$t_v * h_v * b_{tr} * P_{Ec}$	kg
Pm	Peso del muro	$t_m * h_{nm} * b_{tr} * P_{Em}$	kg
Psc	Peso del sobre cimiento	$t_{sc} * h_{sc} * b_{tr} * P_{Ecs}$	kg
Pcc	Peso del cimiento corrido	$t_{cc} * h_{cc} * b_{tr} * P_{Ecs}$	kg
Pt	Peso del suelo de relleno	$t_r * h_r * b_{tr} * P_{Et}$	kg
Ptotal	Peso total	$P_v + P_m + P_{sc} + P_{cc} + P_t$	kg

Fuente: Propia

Donde:

- $P_v = 0.15 * 0.20 * 1 * 2.40 = 72 \text{ kg}$
- $P_m = 0.13 * 2.85 * 1 * 1.8 = 666.9 \text{ kg}$
- $P_{sc} = 0.15 * 0.55 * 1 * 2.3 = 189.75 \text{ kg}$
- $P_{cc} = 0.65 * 0.60 * 1 * 2.3 = 897 \text{ kg}$
- $P_t = 0.5 * 0.4 * 1 * 2.3 = 460 \text{ kg}$

Por lo tanto, el peso total es de 2285.65 kg.

Para determinar el empuje sísmico es necesario lo siguiente;

Tabla 80 Empuje sísmico en cerco

Símbolo	Descripción	Valor	Und
wsc	Carga distribuida en sobrecimiento	$0.8*Z*U*C1*tsc*PEcs$	ton/m <sup>2</sup>
wcc	Carga distribuida en cimiento corrido	$0.8*Z*U*C1*tcc*PEcs$	ton/m <sup>2</sup>
Ev	Empuje de sismo en viga	wvl	kg
Em	Empuje de sismo en muro	$wa*hn*hm*btr$	kg
Esc	Empuje de sismo en sobre cimiento	$wsc*hsc*btr$	kg
Ecc	Empuje de sismo en cimiento corrido	$wcc*hcc*btr$	kg
Et	Empuje total	$Ev+Em+Esc+Ecc$	kg
Fr	Fuerza resistente	$\mu*Ptotal+Ep$	kg
Fa	Fuerza actuante	$Et+Ea$	kg
FSD	Factor de seguridad por deslizamiento	$Fr/Fa$	adm
btr	Ancho tributario	1	m
hn	Altura neta del muro	2.85	m
hsc	Altura del sobrecimiento	0.55	m
hcc	Altura del cimiento corrido	0.60	m

Fuente: Propia

Donde:

- $Wsc = 0.8*0.45*1*0.6*0.15*2.3 = 74.5 \text{ kg/m}$
- $Wcc = 0.8*0.45*1*0.6*0.65*2.3 = 322.92 \text{ kg/m}$
- $Ev = 0.016 \text{ ton/m}$
- $Em = 0.05*1*2.85 = 144.05 \text{ kg}$
- $Esc = 74.5*0.55*1 = 40.9 \text{ kg}$
- $Ecc = 322.9*0.60*1 = 193.7 \text{ kg}$
- $Et = 15.5+144.05+40.9+193.7 = 394.34 \text{ kg}$
- $Fr = 0.6*2285.65+1527.73 = 2899.1 \text{ kg}$
- $Fa = 394.34+112.19 = 506.5 \text{ kg}$
- $FSD = 2899.1/506.5 = 5.7$

Ya que el FSD es mayor a 1.5, se procede a determinar el momento de volteo (Mv) y el momento resistente (Mr).

La siguiente tabla muestra el resumen:

Tabla 81 Momento de volteo y momento resistente en cerco

	Momento de volteo (Mv)	Momento resistente (Mr)
--	------------------------	-------------------------

	F	d	M (F*d)	F	d	M (F*d)
	kg	m	kg*m	kg	m	kg*m
Viga	15.55	4.10	63.76	72.00	0.08	5.40
Muro	144.05	2.58	370.93	666.90	0.08	50.02
Sobre cimient	40.99	0.88	35.86	189.75	0.08	14.23
Cimiento corrido	193.75	0.30	58.13	897.00	0.33	291.53
Terreno de relleno				460.00	0.40	184.00
Empuje activo/pasivo	112.19	0.20	22.44	1527.73	0.33	509.24
Total (Mv)			551.12	Total (Mr)		1054.42

Fuente: Propia

El factor de seguridad de volteo es  $FS_v = Mr/Mv = 1054/551 = 1.9 > 1.5$ .

Para determinar el esfuerzo sobre el terreno se necesita lo siguiente:

Tabla 82 Esfuerzos sobre el terreno

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Do	Longitud inicial	$(Mr-Mv) / P_{total}$	cm
e	Excentricidad	$tcc*0.5-Do$	cm
$\sigma_p$	Esfuerzo producido en el terreno	$P_{total}/(2*b_{tr}*(tcc*0.5-e))$	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_{adm}$	Esfuerzo admisible del terreno	4.5	kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Propia

Donde:

- $Do = (1054.4 - 551.1) / 2285.6 = 22 \text{ cm}$
- $e = 0.65 * 0.5 - 22 = 10.5 \text{ cm}$
- $\sigma_p = 2285.6 / (2 * 1 * (0.65 * 0.5 - 10.5)) = 0.519 \text{ kg/cm}^2 < 4.5 \text{ kg/cm}^2$

Por lo tanto, se verifica que el esfuerzo producido es menor al esfuerzo admisible del terreno.

## Capítulo 7: Conclusiones

- Debido a que la estructura es regular se ha reducido la dificultad en las etapas de estructuración, análisis y diseño. Por consiguiente, todos los elementos estructurales y no estructurales se distribuyen en planta de forma regular; además que se reduce la torsión debido al efecto sísmico.
- La representación de la edificación es posible mediante modelos tridimensionales por computadora, ya sea para obtener un mejor panorama del proyecto o para realizar un análisis de cargas por gravedad y sismo.
- Entre los materiales utilizados en el proceso constructivo se consideran las unidades de albañilería como elemento importante. Según la norma E.070 deberá cumplir con los requisitos mínimos para asegurar la resistencia y estabilidad de la estructura ante los diferentes casos de sismo.
- Para proyectos que comprenden construcciones en albañilería confinada, es necesario el cumplimiento de las diversas normas técnicas de construcción del Reglamento Nacional de Edificaciones (E.020, E.030, E.050, etc). El objetivo es realizar un adecuado análisis sismorresistente, diseño estructural, obtener la cortante basal y en especial salvaguardar a los ocupantes y evitar daños en la estructura.
- El planteamiento del análisis y diseño de estructuras en albañilería confinada se realiza en base a parámetros mínimos de resistencia y para obtener un adecuado comportamiento sísmico. Su desarrollo se basa en la experiencia ocurrida con los terremotos pasados, se actualiza periódicamente para garantizar un buen comportamiento de la estructura ante el efecto sísmico.
- Es necesario realizar un predimensionamiento de los elementos estructurales para comenzar con el diseño. A partir de ello se obtienen datos iniciales para realizar el

análisis estructural que posteriormente se tendrá que verificar si cumple con el Reglamento Nacional de Edificaciones.

- Se realizó un análisis sísmico con el sismo moderado (factor de reducción de fuerzas de sismo elástico  $R = 6$ ), donde las fuerzas de inercia son iguales a las producidas por el sismo severo entre dos.

Sea el caso que el análisis sísmico sea para el sismo severo con  $R = 3$ , entonces podría generarse que la fuerza de cortante última ( $V_u$ ) de algunos muros superen su resistencia ( $V_m$ ); esto significa que el muro entró en la etapa inelástica y que la diferencia de cortante ( $V_u - V_m$ ) será reordenada por los demás elementos conectados. Por tal motivo, el resultado ante un sismo severo tendría mayor incertidumbre de confianza.

- Se ha preferido utilizar el diagrama de interacción para el diseño de placas de concreto armado en lugar de otros métodos. Para el desarrollo del diagrama se emplean las características geométricas, cargas y resistencia de la placa (más confiable).
- La distribución de todos los muros de albañilería y placas de concreto armado son los adecuados. La ubicación de las placas debe ser en lo posible simétricas de modo que el centro de rigidez se ubique lo más cercano al centro de masa.
- El programa SAFE para modelar la cimentación brinda mejor resultado que el uso de las tablas Kalmanok; ya que se modela y analiza la platea como un todo.
- Cada elemento estructural comprendido en la edificación es importante. La estructura se diseña con el objetivo de que se comporte como un sistema monolítico; es decir, que mediante la correcta unión de cada elemento, el conjunto se comporta como una sola pieza. De esta manera es necesario presentar un adecuado control y seguimiento antes, durante y después del proyecto para garantizar que se cumpla lo dispuesto en el expediente técnico.

## Bibliografía

- Alejandro, M. P. (2004). *Ingeniería Sismorresistente* (01 ed., Vol. 01). Fondo editorial de la PUCP.
- EMEQ Ingenieros – Ingeniería Sismorresistente. (2019, abril).  
*Análisis y diseño sísmico de un edificio en albañilería confinada con ETABS (N°01)*.
- Instituto de la Construcción y Gerencia. (2006, 8 junio). *Reglamento Nacional de Edificaciones*. RNE. <https://www.construccion.org/normas/rne2012/rne2006.htm>
- Muñoz, A., Delgado Ehni, R., & Peña Rodríguez-Larraín, C. *DESEMPEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICIOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA* (N.º 01). Fondo editorial PUCP.
- Otazzi Pasino, A. (2015). *Apuntes del curso Concreto Armado 1* (15.ª ed., Vol. 01). Fondo editorial PUCP.
- San Bartolomé, Á. *INVESTIGACIONES EN ALBAÑILERÍA [Visto: 190058 veces]*. <http://blog.pucp.edu.pe/blog/albanileria/2007/04/24/investigaciones-en-alba-iler-a/>.
- San Bartolomé, Á. (1994). *Construcciones de Albañilería* (01 ed., Vol. 01). Fondo editorial PUCP.
- San Bartolomé, Á. *CONFERENCIA CIMENTACIONES EN EDIFICACIONES*. <https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKewi08IrHkf3yAhXeRjABHc38ALkQFnoECAsQAQ&url=http%3A%2F%2Fwww.abbings.com%2Fdescargas%2Fcimentaciones.pdf&usg=AOvVaw1ajeDvFYbKZnTU4FOrLaWW>
- San Bartolomé, Á. (2006, agosto). *EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA NORMA E.070 EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERÍA CONFINADA* (N.º 01). <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/82/2007/04/Ejm-Edificio-Alba-Confinada.pdf>

# ANEXOS



**ANEXO 01**

**FUERZAS INTERNAS DE CADA MURO (Modelo V2.0)**

**X-X**

MURO	PISO 01		PISO 02		PISO 03		PISO 04	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m
MX01	7.9256	20.8608	8.1284	15.1871	5.8232	8.7067	2.7693	3.6357
MX02	5.7645	11.457	5.9427	9.2797	4.1956	5.8355	2.1475	2.461
MX03	4.9183	12.0978	1.2413	2.434	1.6394	2.0345	0.4889	1.1209
MX04	9.2143	24.0006	9.5398	17.8021	6.6306	9.9323	2.9334	3.6694
MX05	1.0348	2.1065	5.0827	8.0523	1.3253	1.4289	2.0649	2.4542
MX06	4.341	8.1943	4.5845	6.3395	4.201	5.1576	3.6758	3.8738
MX07	3.772	7.0246	1.5506	2.3121	2.0767	2.5596	1.1461	1.0962
MX08	7.9296	20.8569	8.1378	15.1958	5.8333	8.7202	2.7794	3.6447
MX09	5.768	11.4566	5.9557	9.2881	4.2134	5.8594	2.1623	2.4786
MX10	5.1747	12.1095	0.7776	1.524	1.7066	2.1509	0.4866	1.1181
MX11	9.1969	24.0186	9.5087	17.7526	6.6044	9.9008	2.9064	3.6396
MX12	1.0348	2.1065	5.0777	8.0362	1.3266	1.4301	2.0669	2.4568
MX13	4.342	8.1949	4.5982	6.3476	4.2364	5.1921	3.7505	3.945
MX14	3.3134	6.7161	2.4297	3.6105	1.9105	2.2625	1.1647	1.1197
MX15	6.064	10.5616	8.0542	11.1761	6.935	8.988	5.6286	6.4435
PX01	5.5034	10.842	0.3339	0.7987	1.7514	2.1209	0.402	0.5924
PX02	5.5163	10.8555	0.3489	0.8009	1.7982	2.1798	0.451	0.5472

**Y-Y**

MURO	PISO 01		PISO 02		PISO 03		PISO 04	
	V2	M3	V2	M3	V2	M3	V2	M3
	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m
MY01	3.0517	5.5917	2.331	3.3622	1.7943	2.1538	1.0437	1.0245
MY02	3.3196	6.5821	2.4404	3.6753	1.8456	2.1641	1.0568	0.9527
MY03	2.7241	5.3605	1.6119	2.4895	1.0442	1.2205	0.3548	0.524
MY04	3.3899	7.3553	2.2989	3.7539	1.5351	1.7624	0.617	0.671
MY05	3.8114	8.0579	3.0315	4.6803	2.3715	2.7565	1.3916	1.258
MY06	5.0726	13.1028	4.0349	7.3242	2.7546	3.3278	1.011	1.0714
MY07	8.0876	27.908	7.6318	16.3512	5.7566	7.5056	3.1933	2.2772
MY08	7.5654	21.0812	7.5396	14.1377	5.7244	7.5503	3.113	3.0122
MY09	2.3423	3.4607	2.516	3.2512	2.3595	2.9443	2.0539	2.3831
MY10	5.5638	11.6295	6.6162	9.9378	6.0897	7.732	4.6055	4.8863
MY11	4.8578	11.6878	3.9362	7.3174	2.562	3.1233	1.04	1.0722

MY12	3.0334	5.5642	2.3571	3.3983	1.8023	2.1618	1.0461	1.0265
MY13	3.2997	6.5509	2.4615	3.7118	1.8412	2.1539	1.0475	0.9424
MY14	2.6911	5.3228	1.6214	2.4972	1.0461	1.2232	0.355	0.5272
MY15	3.3604	7.3273	2.2861	3.7407	1.51	1.7292	0.5967	0.6584
MY16	3.7881	8.0291	3.0381	4.6957	2.3586	2.7372	1.3778	1.238
MY17	5.0573	13.0673	4.0651	7.3736	2.7688	3.3317	1.0223	1.0797
MY18	8.061	27.857	7.6502	16.3987	5.7524	7.4896	3.1785	2.2613
MY19	7.5394	21.0657	7.5945	14.0686	5.8062	7.6526	3.1877	3.0847
MY20	2.2966	3.4173	2.4448	3.1544	2.3328	2.9028	2.0391	2.3676
MY21	5.974	11.683	7.2223	10.6136	6.3783	8.1449	4.6237	4.8457
MY22	4.7591	11.7201	4.0778	6.952	2.8799	3.7155	1.2105	1.2323
MY23	6.9898	17.2512	7.3371	12.5688	5.5838	7.455	2.3729	2.8419

La siguiente tabla muestra las derivas inelásticas en cada dirección, los de la izquierda son del modelo 01 y los de la derecha son del modelo 02:

Entrepiso	DI. X-X	DI. Y-Y	Entrepiso	DI. X-X	DI. Y-Y
	cm	cm		cm	cm
4	1.328	0.857	4	1.178	0.961
3	1.508	1.052	3	1.392	1.164
2	1.454	1.057	2	1.390	1.170
1	0.918	0.721	1	0.886	0.775

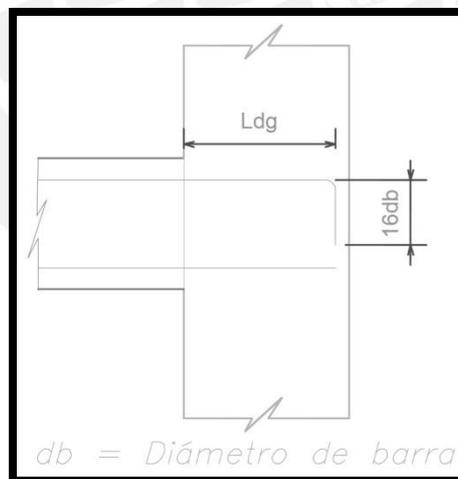
Las fuerzas cortantes en ambos modelos son similares; sin embargo, los momentos son mayores en el modelo 01 a pesar de que en el modelo 02 las derivas inelásticas son mayores en el eje Y. El motivo se debe a que el modelo 02 al presentar elementos finitos, el resultado general se verá afectado por el grado de discretización que presenten los muros; es decir, el modelo 02 va a presentar mayor incertidumbre en el resultado general debido a que el grado de discretización por defecto es de 1m.

## ANEXO 02

Longitud de anclaje del gancho estándar según norma E.060:

Varilla			Longitud básica de anclaje del gancho estándar – Ldb (cm)				
Diámetro		Área	Esfuerzo en compresión del concreto (f'c)				
Ø	cm	cm <sup>2</sup>	175	210	280	350	420
			kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>3</sup>	kg/cm <sup>4</sup>	kg/cm <sup>5</sup>	kg/cm <sup>6</sup>
6 mm	0.600	0.28	14	13	11	10	9
8 mm	0.800	0.50	19	18	15	14	12
3/8"	0.952	0.71	23	21	18	16	15
12 mm	1.200	1.13	29	26	23	20	19
1/2"	1.270	1.29	31	28	24	22	20
5/8"	1.588	2.00	38	35	30	27	25
3/4"	1.905	2.84	46	42	36	32	30
1"	2.540	5.10	61	56	48	43	39
1 3/8"	3.580	10.06	86	79	68	61	56

La siguiente figura muestra un ejemplo del desarrollo de anclaje:



Donde “db” es el diámetro de barra.

### ANEXO 03

Valor de "c" asociado al  $P_u/\phi = 29.59$  ton:

Símbolo	Descripción	Valor	Und
Cc	Fuerza resultante en compresión	$0.85 \cdot f'c \cdot t \cdot \alpha \cdot c$	ton
Mc	Momento en compresión	$Cc \cdot (0.5 \cdot L - 0.85 \cdot 0.5 \cdot c)$	ton*m
M	Momento resultante	$Mc + \sum Ms$	ton*m
$\phi$	Factor de reducción de resistencia	0.9	adm

c	<b>16.34</b>	cm
Cc	30989.83	kg
$\sum Fs$	17218.60	kg
Mc	18.46	ton*m

X	$\epsilon_s$	$\Phi$	N°	As	fs	Fs	Brazo de palanca	Ms
cm	adm	mm	adm	cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	ton	m	ton*m
3.7	0.002321	8	2	1	4200	4.20	0.724	3.039
14.9	0.000264	8	2	1	528.764	0.53	0.612	0.323
21.5	-0.000947	8	1	0.5	-1894.74	-0.95	0.546	-0.517
36.5	-0.003701	8	1	0.5	-4200	-2.10	0.396	-0.831
51.5	-0.006455	8	1	0.5	-4200	-2.10	0.246	-0.516
66.5	-0.009209	8	1	0.5	-4200	-2.10	0.096	-0.201
81.5	-0.011963	8	1	0.5	-4200	-2.10	-0.246	0.516
96.5	-0.014717	8	1	0.5	-4200	-2.10	-0.396	0.831
111.5	-0.017471	8	1	0.5	-4200	-2.10	-0.546	1.146
118.1	-0.018683	8	2	1	-4200	-4.20	-0.612	2.569
129.3	-0.020739	8	2	1	-4200	-4.20	-0.724	3.039
				7.50	$\sum Fs$	-17.219	$\sum Ms$	9.40

P	48.21	ton
$\phi P$	43.39	ton
M	<b>27.85</b>	ton*m
$\phi M$	25.07	ton*m
¿Mn=M?	OK	ton*m