

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO
DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS UBICADO EN
EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR**

Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL

AUTOR

Roy Frank Escalante Yupanqui

ASESOR:

Paulo Israel Mejía Trejo

Lima, octubre, 2022

Informe de Similitud

Yo, Paulo Israel Mejia Trejo, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL EN CONCRETO ARMADO DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE SIETE PISOS UBICADO EN EL DISTRITO DE MAGDALENA DEL MAR

del/de la autor(a)/ de los(as) autores(as) Roy Frank Escalante Yupanqui

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 15.5 %. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 18/12/2022.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima, 20 de diciembre del 2022

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: <u>Mejia Trejo, Paulo Israel.</u>	
DNI: 46416316	Firma  ----- PAULO ISRAEL MEJIA TREJO INGENIERO CIVIL Reg. CIPN° 144794
ORCID: https://orcid.org/0000-0001-9829-7735	

RESUMEN

La presente tesis comprende el análisis y diseño estructural de un edificio de concreto armado de siete pisos ubicado en el jirón Leoncio Prado cuadra 254 en Magdalena de Mar. Esta estructura abarcará una extensión de quinientos diez metros cuadrados con un área libre de treinta por ciento, además estará conformado por diez y siete departamentos, 3 dúplex y catorce simples.

El sistema estructural de este edificio estará compuesto de la siguiente manera: para el sistema cimentación se utilizarán un sistema de zapatas aisladas, conectadas y combinadas; para el sistema estructural se utilizará un sistema mixto que consta de un conjunto de placas y pórticos; y para el sistema de techado se contará con losas macizas y losas aligeradas conformadas por viguetas convencionales.

Para el análisis y diseño estructural se utilizó en conjunto las diferentes normas de diseño impuestas por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Del mismo modo, se utilizarán los criterios y recomendaciones establecidas por esta para realizar el proceso de estructuración, con estas recomendaciones se intentará que la estructura sea lo más simple y rígida posible para poder predecir su comportamiento y tener más control en sus desplazamientos frente a un evento sísmico. Además, se pre dimensionarán los elementos siguiendo las recomendaciones y criterios basados del libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” del Ing. Antonio Blanco Blasco. Complementariamente a este proceso emplearán programas de modelación, en este caso se utilizará ETABS, el cual servirá para cotejar la resistencia de elementos estructurales, limitarse a los reglamentos de diseño sismo resistente según la norma y realizar el análisis dinámico de la estructura.

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mis padres por haber forjado la persona que soy en la actualidad, muchos son los logros que he obtenido gracias a ellos, entre los que se incluye este. Siempre me hicieron sentir que no faltaba nada, tanto en lo económico y en lo afectivo, aunque muchas veces los problemas los afectaban.

A mis hermanos que han sido un gran apoyo emocional y académico, sin ellos lograr mis metas habrían sido más difíciles.

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 – ASPECTOS GENERALES	15
1.1 Características principales de la edificación	15
1.2 Cargas de diseño	15
CAPÍTULO 2 – ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	17
2.1 Estructuración	17
2.1.1 Simplicidad y simetría.....	17
2.1.2 Resistencia y ductilidad.....	17
2.1.3 Hiperestaticidad y monolitismo.....	17
2.1.5 Uniformidad y continuidad de la estructura	18
2.1.6 Rigidez lateral	18
2.1.7 Diafragma rígido	18
2.2 Predimensionamiento	18
2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas	18
2.2.2 Predimensionamiento de losas macizas	19
2.2.3 Predimensionamiento de vigas.....	20
2.2.4 Predimensionamiento de columnas	21
Plano de estructuración	23
CAPÍTULO 3 – METRADO DE CARGAS	24
3.1 Losas aligeradas	25
3.2 Losas macizas.....	25
3.3 Vigas	25
3.4 Columnas.....	27
CAPÍTULO 4 – ANÁLISIS SÍSMICO.....	29
4.1 Parámetros del análisis sísmico:.....	29

4.1.1 Zona sísmica (Z):	29
4.1.2 Factor de uso (U):.....	29
4.1.3 Factor de amplificación sísmica (C):.....	29
4.1.4 Parámetros de sitio (S, T _p , T ₁):	30
4.1.5 Factor de reducción (R):.....	30
4.2 Peso sísmico	31
4.3 Modelo Estructural.....	31
4.4. Análisis estático	32
4.4.1 Modos de vibración.....	32
4.4.2 Fuerza cortante basal.....	32
4.5 Análisis dinámico.....	33
4.5.1. Irregularidad en altura	34
4.5.2. Irregularidad en planta	36
4.4.2 Fuerza Cortante Mínima.....	37
4.4.3 Sistema estructural	38
4.4.4 Análisis de desplazamientos laterales	38
4.4.5 Juntas de separación sísmica	39
CAPÍTULO 5 -FUNDAMENTOS DE DISEÑO.....	40
5.1 Diseño por flexión.....	40
5.1.1 Acero Mínimo	41
5.1.2 Acero Máximo.....	41
5.2 Diseño por corte	42
5.3 Diseño por flexocompresión	43
5.4 Diseño por punzonamiento.....	44
5.5 Condición de servicio.....	45
5.5.1 Control de fisuración.....	45
5.5.2 Control de deflexiones	46

CAPÍTULO 6 – DISEÑO DE LOSAS	49
6.1 Diseño de losas aligeradas.....	49
6.1.1 Diseño por flexión.....	50
6.1.2 Diseño por cortante	52
6.1.3 Condiciones de servicio	53
6.2 Losas macizas.....	54
6.2.1 Diseño por flexión.....	57
6.2.2 Diseño por cortante	57
6.2.3 Condiciones de servicio	58
CAPÍTULO 7 – DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS	60
7.1 Consideraciones para el diseño de vigas	60
7.2 Diseño de la viga sísmica V11	61
7.2.1 Diseño por flexión.....	61
7.2.2 Diseño por cortante	64
7.2.3 Condiciones de servicio	66
7.3 Diseño de la viga de gravedad VG 2.....	69
7.3.1 Diseño por flexión.....	69
7.3.2 Diseño por cortante	70
7.3.3 Condiciones de servicio	70
CAPITULO 8 – DISEÑO DE COLUMNAS.....	73
8.1 Consideraciones para el diseño de columnas	73
8.2 Efectos de esbeltez	75
8.3 Diseño por flexocompresión	76
8.3.1 Columna C1.....	76
8.3.2 Columna C2.....	78
8.4 Diseño por cortante	80
8.4.1 Columna 1	81

8.4.2 Columna 2	82
CAPITULO 9 – DISEÑO DE PLACAS.....	84
9.1 Consideraciones para el diseño de placas.....	84
9.2 Diseño por flexocompresión	85
9.2.1 Ejemplo 1 – PL 5.....	85
9.2.2 Ejemplo 2 - PL 1	88
9.3 Diseño por corte y capacidad	90
9.3.1 Ejemplo 1 – PL 5.....	90
9.3.2 Ejemplo 2 – PL 1.....	91
9.4 Confinamiento de borde.....	92
9.4.1 Ejemplo 1 – PL 5.....	92
9.4.2 Ejemplo 2 - PL-1	93
CAPITULO 10 – DISEÑO DE CIMENTACIONES.....	94
10.1 Diseño de zapata aislada	94
10.1.1 Diseño por punzonamiento.....	96
10.1.2. Diseño por cortante	96
10.1.3 Diseño por flexión.....	96
10.2. Diseño de zapata combinada	97
10.2.1 Diseño por punzonamiento.....	98
10.2.2 Diseño por cortante	99
10.2.3 Diseño por flexión.....	99
10.3 Diseño de vigas de cimentación VC-1	100
CAPITULO 11 – DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS	102
11.1 Diseño de escaleras	102
CAPITULO 12 – COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....	105
BIBLIOGRAFIA.....	107

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Espesores típico de aligerados y luces máximas (Blanco).....	19
Tabla 2.2 Espesores típico de losas macizas y luces máximas (Blanco).....	20
Tabla 2.3 Predimensionamiento de la viga del eje B.	21
Tabla 2.4 Predimensionamiento de columnas interiores.....	22
Tabla 2.5 Predimensionamiento de columnas exteriores.	23
Tabla 3.1 Peso unitario y cargas repartidas según la norma E.020.	24
Tabla 3.2 Carga repartida según la norma E.020.	24
Tabla 3.3 Metrado de losa aligerada - carga muerta.	25
Tabla 3.4 Metrado de losa aligerada - carga viva.....	25
Tabla 3.5 Metrado de losa maciza - carga muerta.....	25
Tabla 3.6 Metrado de losa maciza - carga viva.....	25
Tabla 3.7 Metrado del primer y tercer tramo de la viga V6.....	26
Tabla 3.8 Metrado del segundo tramo de la viga V6.	27
Tabla 3.9 Metrado de carga muerta en la columna C3.....	28
Tabla 3.10 Metrado total de la columna C3.	28
Tabla 4.1 Factor de suelo “S” (Norma E.030).	30
Tabla 4.2 Parámetros T_p y T_l . (Norma E.030).....	30
Tabla 4.3 Irregularidades del edificio.	30
Tabla 4.5 Masa participante y periodo de vibración de la estructura.....	32
Tabla 4.4 Parámetros para el análisis estático.....	33
Tabla 4.3 Comprobación de piso blando del eje X.	35
Tabla 4.4 Comprobación de piso blando del eje Y.	35
Tabla 4.5 Comprobación de irregularidad de masa o peso.	35
Tabla 4.6 Análisis de irregularidad torsional en X.....	36
Tabla 4.7 Análisis de irregularidad torsional en Y.....	37
Tabla 4.6 Factor de amplificación para la fuerza dinámica.....	38

Tabla 4.7 Verificación del sistema estructural.	38
Tabla 4.8 Desplazamientos laterales.	39
Tabla 5.1 Valores del factor ξ (Norma E0.60).	48
Tabla 5.2 Relación de criterios para no evaluar deflexiones (Norma E0.60).	48
Tabla 6.1 Resumen de resultados para el ala en compresión del aligerado 1.	51
Tabla 6.2 Resumen de resultados para el alma en compresión del aligerado 1.	51
Tabla 6.3 Resumen de resultados para el ala en compresión del aligerado 2.	52
Tabla 6.4 Resumen de resultados para el alma en compresión del aligerado 2.	52
Tabla 6.3 Análisis por cortante del aligerado 1.	52
Tabla 6.4 Análisis por cortante del aligerado 2.	53
Tabla 7.1 Cuadro de combinaciones de momento flector V6.	63
Tabla 7.2 Cuadro resumen de diseño a flexión de la viga V11.	64
Tabla 7.3. Cuadro de combinaciones de fuerza cortante V11.	64
Tabla 7.4 Tabla resumen de espaciamiento de estribos de la viga V11.	66
Tabla 7.5 Cuadro resumen de diseño a flexión de la viga V9.	69
Tabla 8.1 Fuerzas y momentos sobre la columna C1.	76
Tabla 8.2 Combinaciones de carga de la columna C1 para el eje X.	77
Tabla 8.3 Combinaciones de carga de la columna C1 para el eje Y.	77
Tabla 8.4 Combinaciones de carga de la columna C2 para el eje X.	79
Tabla 8.5 Combinaciones de carga de la columna C2 para el eje Y.	79
Tabla 8.6 Resumen del diseño por cortante.	81
Tabla 8.6 Resumen del diseño por cortante.	82
Tabla 9.1 Combinación de cargas de la placa PL 5 en el eje X.	86
Tabla 9.2 Combinación de cargas de la placa PL 5 en el eje Y.	87
Tabla 9.4 Factor de sobrerresistencia de la placa PL 5 en el eje X.	90
Tabla 9.5 Verificación del factor de redundancia para la placa PL5.	90
Tabla 9.6 Resumen de resultados del diseño a corte para la placa PL5.	91

Tabla 9.5 Verificación del factor de redundancia para la placa PL1.....	91
Tabla 9.6 Resumen de resultados del diseño a corte para la placa PL1.	92
Tabla 10.1 Cargas de diseño de la zapata de C4.	94
Tabla 10.2 Presiones representativas en la zapata de la columna C1.....	95
Tabla 10.2 Presiones últimas de diseño en la zapata de la columna C1.....	95
Tabla 10.3 Cargas de diseño de la zapata combinada para C2, PL4 y PL5.	97
Tabla 10.4 Verificación por punzonamiento para la zapata combinada de C2 y PL4.	99
Tabla 11.1 Características de la escalera típica.	102
Tabla 11.2 Metrado de cargas de la escalera.....	102

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 2.1 Dimensiones de una losa aligerada.	19
Imagen 2.2 Losa maciza.	20
Imagen 2.3 Estructuración de planta típica.	23
Imagen 3.1 Zonas de influencia de la viga V6.	26
Imagen 3.2 Área tributaria de la columna C3.	27
Imagen 4.1 Modelo 3D del edificio Magdalena modelado en ETABS.	31
Imagen 4.2 Espectro de aceleraciones para la dirección en X e Y.	34
Imagen 5.1 Bloque equivalente de presiones (Ottazzi, 2016).	40
Imagen 5.2 Diagrama de interacción con puntos notables (Ottazzi, 2016).	44
Imagen 5.3 Área de influencia para el diseño por punzonamiento.	44
Imagen 5.4 Área efectiva del concreto en tracción “Act” (Ottazzi, 2016).	45
Imagen 5.5 Sección transformada no agrietada (Ottazzi, 2016).	47
Imagen 6.1 Diagrama de momento flector del aligerado 1 (1.4CM+1.7CV).	49
Imagen 6.2 Diagrama de momento flector del aligerado 2 (1.4CM+1.7CV).	49
Imagen 6.3 Diagrama de fuerza cortante del aligerado 1 (1.4CM+1.7CV).	49
Imagen 6.4 Diagrama de fuerza cortante del aligerado 2 (1.4CM+1.7CV).	49
Imagen 6.5 Sección típica de aligerado con 25 cm de peralte.	50
Imagen 6.6 Distribución de momentos en dirección X para de la losa entre los ejes 2 y 3.	56
Imagen 6.7 Distribución de momentos en dirección Y para de la losa entre los ejes 2 y 3.	56
Imagen 6.8 Distribución de fuerzas cortantes en X de la zona más crítica.	56
Imagen 6.9 Distribución de fuerzas cortantes en Y de la zona más crítica.	56
Imagen 7.1 Requerimiento de estribos en vigas (Norma E.060).	60
Imagen 7.2 Fuerza cortante de diseño en vigas (Norma E.060).	61
Imagen 7.1 Diagrama de momentos flectores V2 (carga muerta).	62
Imagen 7.2 Diagrama de momentos flectores V2 (carga viva).	62
Imagen 7.3 Diagrama de momentos flectores V2 (sismo x-x).	62

Imagen 7.4 Diagrama de momentos flectores V2 (sismo y-y).....	62
Imagen 7.5 Diseño del primer tramo de la viga V2.	68
Imagen 7.6 Diseño del segundo tramo de la viga V2.....	68
Imagen 7.7 Diseño del tercer tramo de la viga V2.....	68
Imagen 7.8 Diagrama de momentos flectores (1.4CM+1.7CV) de la viga VG 2.	69
Imagen 7.9 Diagrama de fuerzas cortantes (1.4CM+1.7CV) de la viga VG2.....	70
Imagen 7.10 Diseño de la viga VG2.	72
Imagen 8.1: Requerimientos de estribos en columnas (Norma E.060).	74
Imagen 8.2: Fuerza cortante de diseño en columnas (Norma E.060).....	75
Imagen8.3 Columna interior C1 con dimensiones 0.40 x 0.70 m.	76
Imagen 8.4 Diagrama de interacción de la columna C1 para el eje Y.	77
Imagen 8.5 Diagrama de interacción de la columna C1 para el eje X.	78
Imagen 8.6 Distribución de acero longitudinal de la columna C2 en el primer piso.	78
Imagen 8.6 Diagrama de interacción de la columna C2 para el eje X.	79
Imagen 8.7 Diagrama de interacción de la columna C2 para el eje Y.	80
Imagen 8.8 Distribución de acero longitudinal de la columna C2 en el piso 4.	80
Imagen 9.1 Placa Pl 5 ubicado entre los ejes 5 y 6.	85
Imagen 9.2 Distribución del refuerzo en la placa PL 5.	86
Imagen 9.3 Diagrama de interacción de la placa PL 5 en el eje X.....	87
Imagen 9.4 Diagrama de interacción de la placa PL 5 en el eje Y.....	88
Imagen 9.4 Placa Pl 1 ubicado en el eje A entre los ejes 1 y 2.	88
Imagen 9.6 Diagrama de interacción de la placa PL 1 en el eje X.....	89
Imagen 9.7 Diagrama de interacción de la placa PL 1 en el eje Y.....	89
Imagen 9.5 Armado de estribos para el confinamiento especial de borde de la placa PL 5.....	93
Imagen 9.5 Armado de estribos para el confinamiento especial de borde de la placa PL 1.....	93
Imagen 10.1 Esfuerzos representativos en zapata de la columna C1.	95

Imagen 10.2 Distribución de presiones con elementos finitos para la zapata combinada de C2, PL4 y PL5.	98
Imagen 10.3 Distribución de la envolvente de presiones para el diseño de concreto armado.	98
Imagen 10.4 Distribución de la envolvente de fuerzas cortantes para la zapata combinada de C2, PL4 y PL5.	99
Imagen 10.5 Distribución de refuerzos para la zapata combinada zapata combinada de C2, PL4 y PL5.	100
Imagen 10.6 Diagrama de momentos flectores de la viga de cimentación VC-1.	101
Imagen 11.1 Cargas distribuidas de la escalera.	102
Imagen 11.2 Diagrama de momento flector de la escalera.	103
Imagen 11.3 Diagrama de fuerzas cortante de la escalera.	103
Imagen 11.4 Diseño de la escalera típica para el tramo 1.	104

CAPÍTULO 1 – ASPECTOS GENERALES

1.1 Características principales de la edificación

El siguiente proyecto de tesis comprende el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 pisos que contará con 17 departamentos. Éste se encontrará ubicado en el Jirón Leoncio Prado 254 del distrito de Magdalena del Mar y la distribución de ambientes por piso se dará de la siguiente manera: en el primer piso se encontrarán la recepción, el lobby y dos departamentos, y del segundo al octavo piso, dos plantas típicas con dos departamentos por piso más un dúplex.

Este proyecto abarca un área de 510 m² con 30% de área libre y se encuentra en un suelo conformado por afloramientos rocoso y estratos de grava aluvial. Según el Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres (CISMID) este lugar pertenece a la Zona 1, cuyas características hacen que sea un suelo apto para la construcción.

Para la estructuración se utilizará un sistema aporticado con muros estructurales; es decir, un sistema conformado por columnas, placas, vigas y losas. Se optó por este sistema debido a que es una buena manera de aportar rigidez lateral a la estructura. Adicional a esto, se empleará el uso de programas como ETABS para poder hacer una modelación tridimensional de esta estructura y obtener los datos necesarios para el análisis y diseño.

Por otro lado, todos los cálculos y consideraciones estarán basados en las normas de diseño indicadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Esto quiere decir que para el metrado de cargas se utilizará la Norma E. 020 de Carga; para el análisis sísmico, la Norma E0.30 de diseño Sismo-resistente; para el diseño de concreto, la Norma E0.60 de Concreto Armado; y para el diseño de cimentaciones, la Norma E0.50 de Suelos y Cimentaciones.

1.2 Cargas de diseño

Las cargas y esfuerzos que recibe un edificio son aleatorias, esto se debe a que el tránsito de personas, la existencia de cargas móviles y otros factores externos como los sismos son variables. Para poder tratar este problema se debe contar con factores que ayuden con esta variabilidad.

En vista de lo señalado en el anterior párrafo, la Norma E.060 demanda utilizar factores que amplifiquen las cargas, con el fin de obtener combinaciones de cargas últimas. Estas combinaciones se pueden encontrar en el capítulo 9.2 de dicha norma. A continuación, se detallarán las más usadas e influyentes para este proyecto:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

CM: Carga muerta

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

CV: Carga viva

$$U = 0.9CM \pm CS$$

CS: Carga de sismo

$$U = 1.4CM + 1.7CV + 1.7CE$$

CE: Empuje lateral del suelo

Además, las estructuras deberán diseñarse en todas sus secciones con una resistencia de diseño (ϕR_n) mayor o igual a las resistencias requeridas (R_u), calculadas para las cargas amplificadas según lo señalado en la Norma E.060. Se debe cumplir entonces, para todas las secciones del elemento, la siguiente ecuación:

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las resistencias de diseño (ϕR_n) obtenidas por un elemento, en términos de flexión, carga axial, cortante y torsión, deben tomarse como la resistencia nominal calculada según los requisitos y suposiciones del artículo 9.3 de la Norma E0.60, multiplicada por los factores ϕ de reducción de resistencia indicadas a continuación:

Flexión sin carga axial.....	0.90
Carga axial y carga axial con flexión	
Para carga axial de tracción con o sin flexión.....	0.90
Para carga axial de compresión con o sin flexión	
Para elementos con refuerzos en espiral	0.75
Para otros elementos.....	0.70
Corte y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70
Concreto simple.....	0.65

CAPÍTULO 2 – ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

2.1 Estructuración

Para que el análisis sísmico sea lo más acertado posible, se debe procurar que la estructuración sea simple y ordenada. De esta manera es más fácil poder predecir el comportamiento de la edificación frente a eventos sísmicos. Para poder seguir estas observaciones y lograr una buena estructura sismo-resistente se ha tomado en cuenta los siguientes criterios descritos en el libro de Antonio Blanco “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” (1997). A continuación, se describe los criterios más importantes para la estructuración:

2.1.1 Simplicidad y simetría

En una estructura simple y simétrica es más fácil poder predecir el comportamiento sísmico de la estructura, de esta forma tomar las precauciones correspondientes. Además, con una buena simetría se puede evitar el giro en la planta estructural que ocasiona efectos de torsión, las cuales son muy destructivos y difíciles de evaluar.

2.1.2 Resistencia y ductilidad

Se debe procurar tener adecuadas resistencias sísmicas en todas las direcciones, por lo menos en las dos direcciones ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad de la toda la estructura como de cada elemento que la conforma. Es importante mencionar que ante sismos importantes la estructura no va a poder tomar todas las fuerzas que demanda el sismo, por ello una alta ductilidad ayudará a disipar esta energía en exceso por medio de rótulas plásticas. Así mismo, una alta ductilidad evita el riesgo de una falla frágil, por eso al diseñar una estructura de concreto, debe garantizarse que la falla sea dúctil, es decir por fluencia del acero y no por compresión del concreto.

2.1.3 Hiperestaticidad y monolitismo

Una manera de lograr que la estructura sea más resistente es otorgándole un cierto grado de hiperestaticidad, esto permitirá que la energía sísmica se disipe mediante la producción de rótulas plásticas. Además, otorga a la estructura un mayor grado de seguridad, ya que primero se deben formar una serie de rótulas para que la estructura falle.

2.1.5 Uniformidad y continuidad de la estructura

Con el fin de evitar cambios bruscos de rigidez, y por ello concentración de esfuerzos, es necesario que tanto en planta como en elevación la estructura mantenga una continuidad. En caso de requerirse una reducción, esta se deberá realizarse de manera paulatina con el fin de obtener una transición.

2.1.6 Rigidez lateral

Se debe tener una adecuada rigidez lateral con el fin de evitar deformaciones excesivas, las cuales son motivo de pánico en los usuarios y daños en los elementos no estructurales. Para poder lograr esta rigidez se debe colocar una buena cantidad de muros estructurales y pórticos con vigas de un peralte adecuado.

2.1.7 Diafragma rígido

La losa debe poseer una adecuada rigidez en su plano para poder considerarla como un diafragma rígido, de esta forma se puede asumir que las fuerzas horizontales pueden distribuirse en las columnas y muros de acuerdo a su rigidez lateral, manteniendo la misma deformación lateral en cada piso. Para que esto suceda se debe verificar que las losas no posean grandes aberturas que debiliten su rigidez.

2.2 Predimensionamiento

Luego de haber definido correctamente la estructuración se procederá a predimensionar todos los elementos del edificio. Este proceso consiste en dar una dimensión tentativa a las columnas, vigas, losas, placas y demás elementos estructurales. Para realizar este proceso se sigue una serie de recomendaciones basada en la experiencia de ingenieros.

2.2.1 Predimensionamiento de losas aligeradas

La principal función de las losas, estructuralmente, es de transmitir las cargas de gravedad y deformaciones hacia las columnas, vigas y demás elementos portantes. Estos elementos se caracterizan en nuestro medio por poseer una geometría típica y poseer menos peso que otras alternativas para losas. Su geometría consta de 10 centímetros de espesor, 30 centímetros de espaciamiento libre, una losa superior de 5 centímetros y bloques de ladrillo, cuya dimensión dependerá de la altura del aligerado.

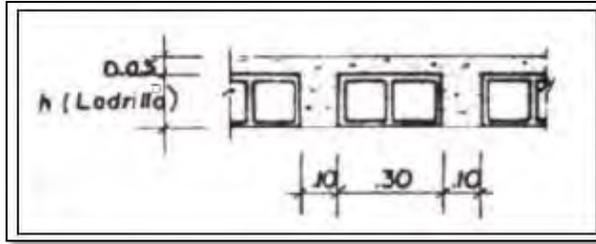


Imagen 2.1 Dimensiones de una losa aligerada.

Para predimensionar el peralte de la losa aligerada se utilizarán las recomendaciones de estructuración del libro “Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado” de Antonio Blanco el cual indica lo siguiente:

Para aligerados armados en una dirección y con sobrecargas máximas entre 300 a 350 kilos por metro cuadrado.

Luz del tramo en metros	Menores a 4	Entre 4 y 5.5	Entre 5 y 6.5	Entre 6 y 7.5
Peralte de losa en centímetros	17	20	25	30

Tabla 2.1 Espesores típico de aligerados y luces máximas (Blanco).

Es importante mencionar que el peralte expresa toda la altura de la losa, por lo tanto, incluye los 5 centímetros de losa superior y espesor del ladrillo de techo.

Para el proyecto en análisis se optó por la construcción de losas aligeradas en la mayoría de sus paños. Estas losas tendrán un peralte de 25 centímetros uniforme en todos sus paños con el fin de facilitar el procedimiento constructivo y debido a que existen luces mayores a 6 metros.

2.2.2 Predimensionamiento de losas macizas

Este elemento se utilizará en la mayoría de paños que posean ductos e instalaciones, esto con el fin de no saturar la losa con tuberías de agua y desagüe. Las características de este tipo de losa es que es íntegro en su totalidad y puede resistir mayores cargas de gravedad.

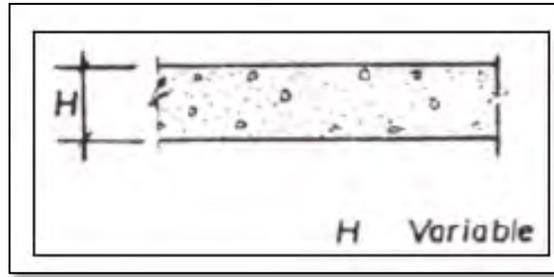


Imagen 2.2 Losa maciza.

Al igual que el anterior elemento, el peralte de las losas macizas podrá ser dimensionado según la luz libre que exista en el paño. A continuación, se detalla algunas recomendaciones.

Losas en 2 direcciones: $h=L/40$ o $\sum L/180$

Losas en 1 dirección: $h/30$

Donde:

h: peralte de la losa

L: luz libre de la losa

También se puede seguir la siguiente recomendación:

Luz del tramo en metros	Menores a 4	Entre 4 y 5.5	Entre 5 y 6.5	Entre 6 y 7.5
Peralte de losa en centímetros	12 o 13	15	20	25

Tabla 2.2 Espesores típico de losas macizas y luces máximas (Blanco).

Para este caso las luces que se presentan en plano son en promedio 5.0 metros, por lo cual se debe considerar un espesor de 20 centímetros.

2.2.3 Predimensionamiento de vigas

Las vigas son elementos encargados de recibir las cargas de las losas para luego transmitir las hacia otras vigas o directamente hacia los muros o columnas. Es usual que estas formen los ejes que delimitan el plano y que en las intersecciones entre estas se ubiquen las columnas.

Por otro lado, este elemento cumple también una función sísmica importante, ya que toma los esfuerzos producidos por las fuerzas horizontales de sismo y aporta rigidez a la estructura.

En cuanto al dimensionamiento del espesor de este elemento, la Norma Peruana indica que puede variar entre 30% y 50% de la altura y se debe considerar un ancho mínimo de 25 centímetros si este forma parte de pórticos o elementos sismo-resistentes. En tal caso es posible tener vigas de espesor 20 o 15 centímetros en tanto cumplan con el requerimiento antes mencionado. En este proyecto se tomó un ancho de viga de 25 centímetros para todas estas. Así mismo, para la elección del peralte de la viga la Norma Peruana recomienda dimensionar con 1/10 o 1/12 de la luz libre. Para el proyecto en análisis, como era de esperarse, se notó que las luces de las vigas variaban a lo largo de un mismo eje, por lo que se optó tomar el peralte para la luz más grande dentro del eje. Adicional a los criterios antes señalados para el dimensionamiento se tuvo en cuenta la importancia que tomarían las vigas frente a un sismo. A continuación, se muestra el proceso de elección del peralte para la viga del Eje B.

Vigas	Luz libre (m)	Peralte (m)		Peralte elegido (m)	Ancho elegido (m)
		Luz libre/10	Luz libre/12		
Eje B	6.15	0.61	0.51	0.50	0.25
	5.1	0.51	0.43		
	1.75	0.17	0.15		
	1.85	0.18	0.15		
	3.6	0.36	0.30		
	5.85	0.58	0.49		

Tabla 2.3 Predimensionamiento de la viga del eje B.

2.2.4 Predimensionamiento de columnas

Las columnas son elementos fundamentales para una estructura, ya que estas son las encargadas de proporcionar rigidez lateral a la edificación y transmitir las cargas hacia la base. Estas están principalmente sometidas a esfuerzos de compresión y flexión

(flexocompresión), debido a que reciben los momentos flectores de las vigas y las cargas axiales de los pisos superiores.

La resistencia de las columnas está directamente relacionada con su esbeltez, esto quiere decir que mientras mayor sea su altura o menor su sección transversal, mayores serán las deformaciones transversales, por lo tanto, soportará mayores esfuerzos. Es por eso que el predimensionamiento de la columna dependerá de las cargas que se apliquen a ella.

En cuanto al predimensionamiento de las columnas, se tomaron dos criterios que indican lo siguiente:

Para columnas interiores que tengan muros de corte que controlen gran parte de la rigidez lateral y resistencia, se pueden dimensionar con la siguiente ecuación:

$$\text{Área de columna} = P \frac{\text{servicio}}{0.45f^c}$$

Para columnas exteriores o esquineras que toman menos carga axial, se puede predimensionar de la siguiente manera:

$$\text{Área de columna} = P \frac{\text{servicio}}{0.35f^c}$$

Para el caso de este proyecto se tiene muy poca presencia de columnas. A continuación, se muestra el proceso de predimensionamiento de estas.

Columna	Área tributaria	Nº pisos	Carga	P servicio	Área requerida	Dimensiones asignadas		Área asignada
	m2		ton/m2	kg	cm2	base (cm)	peralte (cm)	cm2
C1	30.12	7	1.2	253008	2677	40	70	2800
C2	17.52	7	1.2	147168	1557	40	60	2400

Tabla 2.4 Predimensionamiento de columnas interiores.

Columna	Área tributaria	N° pisos	Carga	P servicio	Área requerida	Dimensiones asignadas		Área asignada
	m2		ton/m2	kg	cm2	base (cm)	peralte (cm)	cm2
C3	18.17	7	1	127190	1730	35	50	1750

Tabla 2.5 Predimensionamiento de columnas exteriores.

Plano de estructuración

Finalmente, luego de haber cumplido todos los criterios de estructuración se obtiene el siguiente plano que muestra la distribución de elementos estructurales de la planta típica.

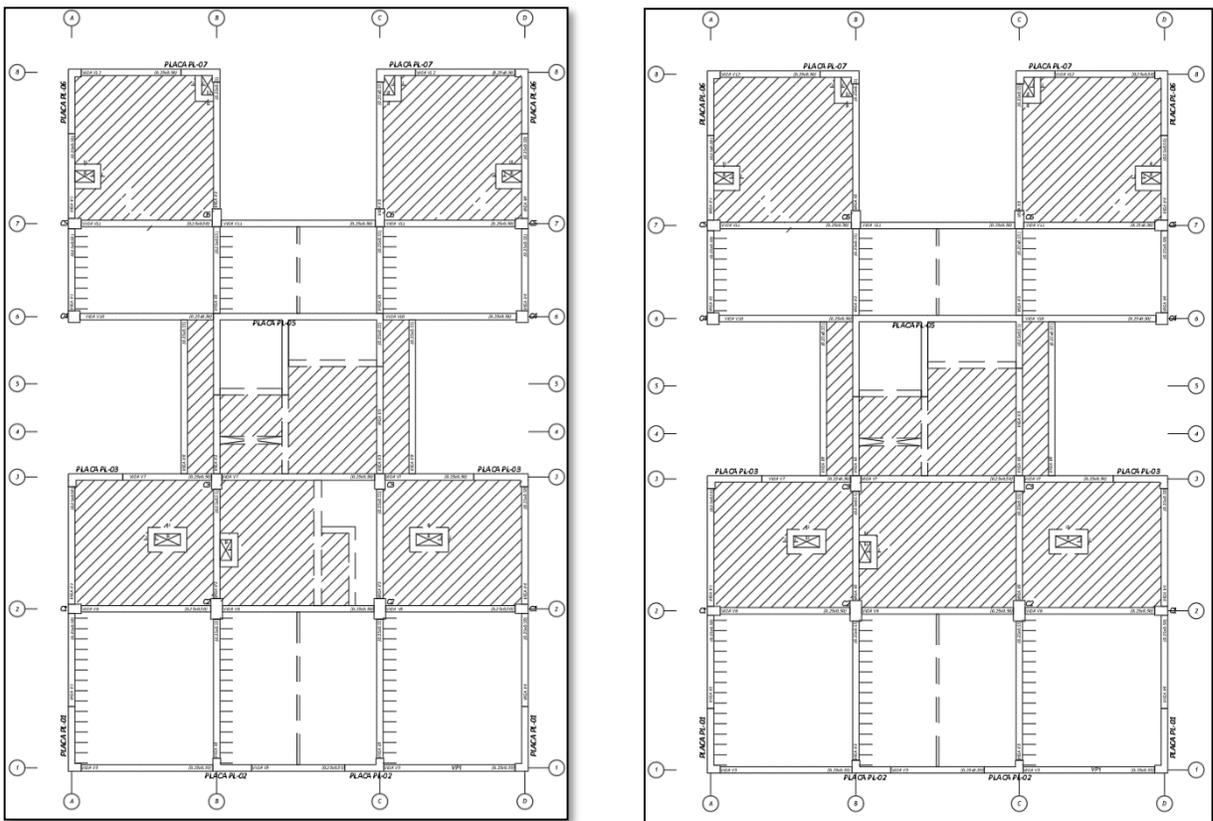


Imagen 2.3 Estructuración de planta típica.

CAPÍTULO 3 – METRADO DE CARGAS

Para realizar este proceso se debe definir dos términos: carga muerta (CM) y carga viva (CV). El primer término se define como todas las cargas estáticas de la edificación, tales como el peso propio de los elementos, acabados, piso terminado y tabiquería. Por otro lado, el segundo término se define como todas las cargas con un peso transitorio en la estructura, es decir el peso de las personas, equipos móviles y tabiquería móvil. El metrado de cargas es la suma de estas de gravedad sobre una determinada parte de la estructura.

A continuación, se definen los valores de los pesos unitarios requeridos en el proyecto, valores que fueron tomados de la Norma E020 de Cargas:

Carga Muerta:

MATERIALES	P. UNITARIO O CARGA REPARTIDA
Concreto armado	2400 kg/m ³
Losa aligerada (h = 20cm)	300 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²
Albañilería cocida hueca	1800kg/m ³

Tabla 3.1 Peso unitario y cargas repartidas según la norma E.020.

Carga Viva:

OCUPACIÓN O USO	CARGA REPARTIDA
Viviendas	200 kg/m ²
Azotea	100 kg/m ²
Corredores y escaleras	200 kg/m ²
Garajes	250 kg/m ²

Tabla 3.2 Carga repartida según la norma E.020.

3.1 Losas aligeradas

Las losas aligeradas tienen un comportamiento unidireccional, es decir solo trabajan en una dirección, esto se debe a que están compuestas por viguetas típicas. Para este proyecto estas viguetas tienen las siguientes dimensiones: 40cm de ancho y 20cm de peralte. Según la Tabla 1.2 para el peralte señalado le corresponde una carga repartida de 300 kg/m². A continuación se detalla las cargas que corresponde a una vigueta típica.

CARGA MUERTA	
Peso propio	$300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$
Total	180 kg/m
Carga Puntual (tabiquería e = 0.15m y h=2.60m)	$1350 \times 0.15 \times 2.60 \times 0.40 = 198.45 \text{ kg}$

Tabla 3.3 Metrado de losa aligerada - carga muerta.

CARGA VIVA	
Sobre carga (viviendas)	$200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$
Total	80 kg/m

Tabla 3.4 Metrado de losa aligerada - carga viva.

3.2 Losas macizas

Para el metrado de este elemento se utilizarán franjas de 1 metro de ancho, por lo que las cargas estarán repartidas por metro lineal.

CARGA MUERTA	
Peso propio	$2400 \times 0.20 \times 1.00 = 480 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 1.00 = 100 \text{ kg/m}$
Total	580 kg/m
Carga Puntual (tabiquería e = 0.15m y h=2.60m)	$1350 \times 0.15 \times 2.45 = 526.5 \text{ kg/m}$

Tabla 3.5 Metrado de losa maciza - carga muerta.

CARGA VIVA	
Sobre carga (viviendas)	$200 \times 1.00 = 200 \text{ kg/m}$
Total	200 kg/m

Tabla 3.6 Metrado de losa maciza - carga viva.

3.3 Vigas

Para el metrado de este elemento se utilizará zonas de influencia, que son todas las áreas que aportan carga a la viga. Como ejemplo se trabajará la viga V6 ubicada en el eje 7 del plano.

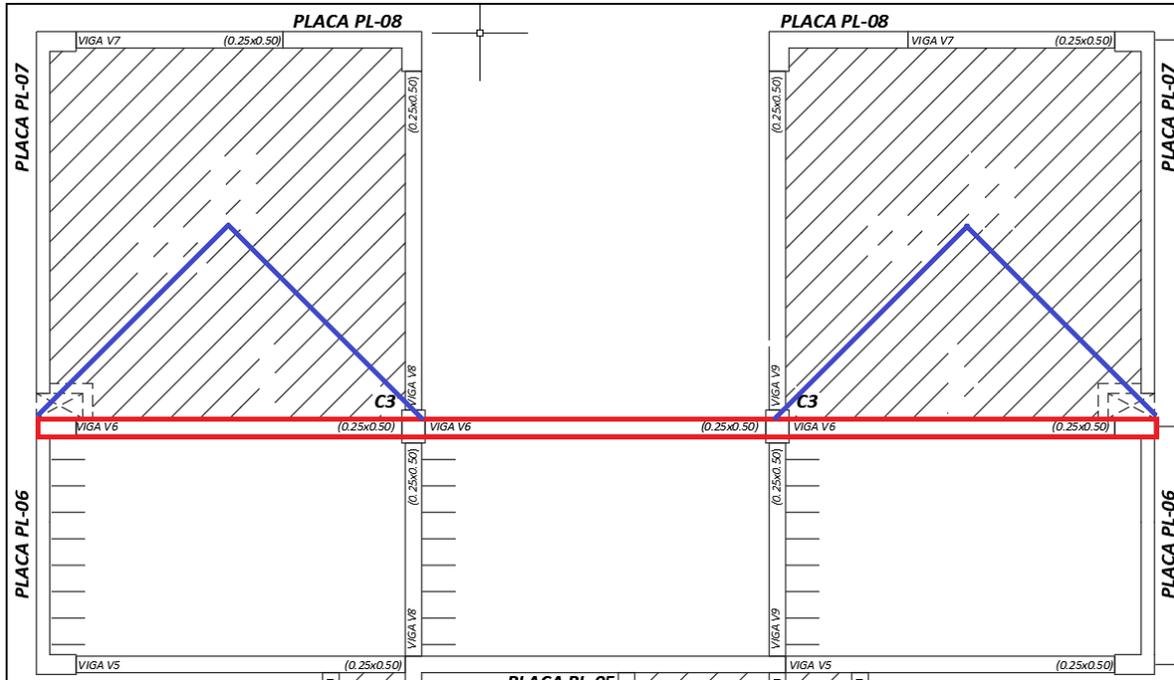


Imagen 3.1 Zonas de influencia de la viga V6.

De manera ordenada se calcula las cargas por tramos. El primer tramo está conformado por una sección de losa aligerada, otra de losa maciza y de una viga chata. Debido a la simetría del edificio el tramo 1 y el tramo 3 tienen los mismos valores de cargas.

CARGA MUERTA	
Peso propio	$2400 \times 0.25 \times 0.50 = 300 \text{ kg/m}$
Piso terminado (viga + losa)	$100 \times (0.25+1.7) = 195 \text{ kg/m}$
Peso de losa maciza (h =20cm)	$1.4 \times 2400 \times 0.2 = 648 \text{ kg/m}$
Tabiquería sobre la viga	$1800 \times 0.15 \times 2.3 = 621 \text{ kg/m}$
Tabiquería sobre losa maciza	$1800 \times 3.2 \times 0.15 = 864 \text{ kg/m}$
Total	2642 kg/m
Carga puntual de viga chata (0.25 x 0.25)	$2400 \times 0.25 \times 0.20 \times 1.7 = 204 \text{ kg}$
Carga puntual de tabiquería en losa aligerada	$1800 \times 0.15 \times 2.60 \times 1.7 = 1193 \text{ kg}$
CARGA VIVA	
Sobre carga (viviendas)	$200 \times 3.1 = 620 \text{ kg/m}$
Total	620 kg/m

Tabla 3.7 Metrado del primer y tercer tramo de la viga V6.

El segundo tramo está conformado por una viga chata y una sección de losa aligerada. A continuación, se detalla el metrado.

CARGA MUERTA	
Peso propio	$2400 \times 0.25 \times 0.50 = 300 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times (0.25 + 1.7) = 195 \text{ kg/m}$
Tabiquería sobre la viga	$1800 \times 0.15 \times 1.30 = 351 \text{ kg/m}$
CARGA VIVA	
Sobre carga (viviendas)	$200 \times 1.7 = 340 \text{ kg/m}$
Total	340 kg/m

Tabla 3.8 Metrado del segundo tramo de la viga V6.

3.4 Columnas

El procedimiento para realizar el metrado en elementos verticales es emplear áreas tributarias, a continuación, se presenta un ejemplo empleando la columna C3.

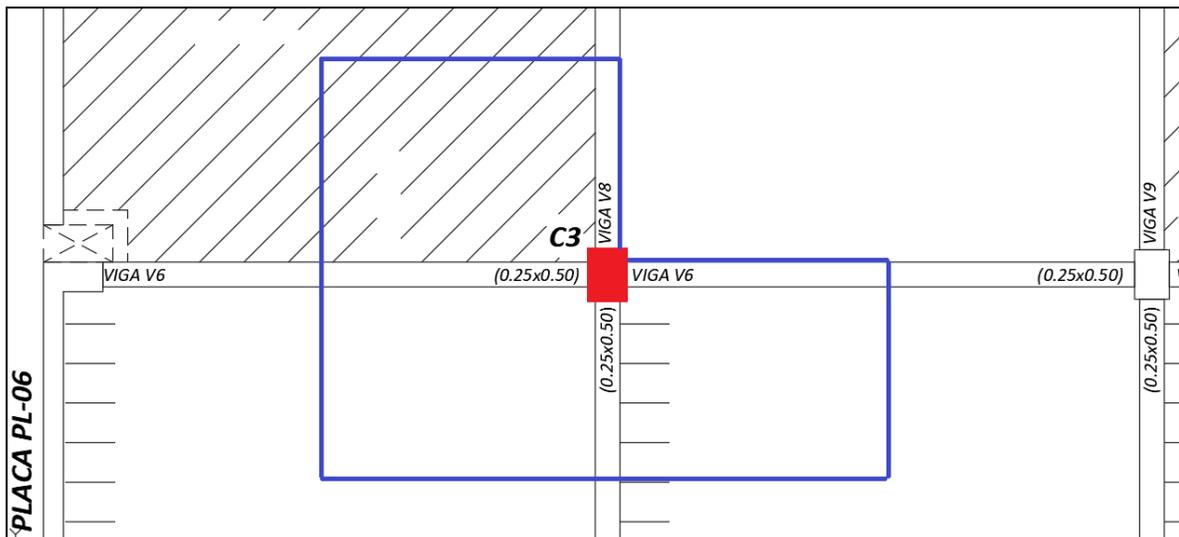


Imagen 3.2 Área tributaria de la columna C3.

Para el metrado no se considerará reducción de carga viva, además el área tributaria de la columna C6 es de 18.69 m².

Elemento	Área (m ²)	Vol. (m ³)	Peso unitario (kg/m ²)	Peso unitario (kg/m ³)	Peso total (ton)
Losa aligerada	8.66	-	350	-	3.03
Losa maciza	7.06	-	480	-	3.39
Viga peraltada	-	1.2	-	2400	2.88
Viga chata	-	0.17	-	2400	0.41
Tabiquería	-	3.62	-	1800	6.52

Piso terminado	15.72	-	100	-	1.57
Peso propio	-	0.69	-	2400	1.66
				TOTAL	19.46

Tabla 3.9 Metrado de carga muerta en la columna C3.

Una vez hallada la carga muerta que recibe cada entrepiso, se hace un resumen de todas las cargas en los 7 pisos añadiendo la carga viva encada una de ellas.

Nivel	CM (ton)	CV (ton)	Total (ton)	Total acumulado (ton)
Piso7	19.46	3.74	23.2	23.2
Piso 6	19.46	3.74	23.2	46.4
Piso 5	19.46	3.74	23.2	69.6
Piso 4	19.46	3.74	23.2	92.8
Piso 3	19.46	3.74	23.2	116
Piso 2	19.46	3.74	23.2	139.2
Piso 1	19.81	3.74	23.55	162.75

Tabla 3.10 Metrado total de la columna C3.

CAPÍTULO 4 – ANÁLISIS SÍSMICO

Este análisis permite saber el comportamiento de una edificación ante un evento sísmico, esto es importante ya que se obtiene las respuestas de las fuerzas internas para un posterior diseño de los elementos estructurales. La Norma E.030 señala dos tipos de análisis sísmico: análisis estático y análisis dinámico. Este último análisis es el que se utilizará para el diseño.

4.1 Parámetros del análisis sísmico:

4.1.1 Zona sísmica (Z):

Este parámetro se puede interpretar como la aceleración máxima horizontal en un suelo rígido con una probabilidad de 10% de excedencia en 50 años. En el Perú, la Norma E.030 vigente distingue 4 zonas de acuerdo a las características del sismo. Para este caso el edificio en estudio ubicado en Magdalena del Mar, Lima, por lo que le corresponde la Zona 4, por lo tanto, tiene un factor “Z” de 0.45, según la tabla N°1 de la Norma.

4.1.2 Factor de uso (U):

Este factor clasifica a la estructura según el nivel de importancia. La Norma distingue 4 categorías que van desde la “A” hasta la “D”. Para este caso la estructura está destinada a un uso de viviendas, por lo que le corresponde la categoría C (Edificaciones Comunes). El factor de uso para esta categoría es de 1.0 según la Tabla N°5 de la Norma.

4.1.3 Factor de amplificación sísmica (C):

Este factor depende del periodo de la estructura y se puede interpretar como un factor de amplificación de la aceleración de la estructura respecto a la aceleración del suelo. Para la obtención de este factor se analizan las siguientes expresiones:

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

$$T_p < T < T_l \quad C = 2.5 * \frac{T_p}{T}$$

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

Donde:

T = Periodo de la estructura.

T_p = Periodo que define la plataforma.

T_1 = Periodo que define el inicio de la zona espectral con desplazamiento constante.

4.1.4 Parámetros de sitio (S, T_p , T_1):

El factor de amplificación “S” depende de las propiedades del suelo. La Norma clasifica a los suelos en distintos perfiles, la ubicación del edificio en estudio indica una clasificación S1 (Roca o suelos muy rígidos). Por lo tanto, al ser de Zona 4 y suelo S1 le corresponde un factor 1.0 según la tabla N°3 de la Norma.

ZONA	SUELO			
	S0	S1	S2	S3
Z4	0.8	1	1.05	1.1
Z3	0.8	1	1.15	1.2
Z2	0.8	1	1.2	1.4
Z1	0.8	1	1.6	2

Tabla 4.1 Factor de suelo “S” (Norma E.030).

Por otro lado, los parámetros T_p y T_1 indican el periodo que define la plataforma y el inicio de la zona espectral con desplazamiento constante respectivamente. Para los valores de estos parámetros la Norma indica “ T_p ” de 0.4 y “ T_1 ” de 2.5 en la Tabla N°4.

	SUELO			
	S0	S1	S2	S3
$T_p(S)$	0.3	0.4	0.6	1
$T_1(S)$	3	2.5	2	1.6

Tabla 4.2 Parámetros T_p y T_1 . (Norma E.030).

4.1.5 Factor de reducción (R):

Este factor de reducción depende del sistema estructural que se emplea y del tipo de irregularidades que pueda existir en la estructura. Para este caso se comprobó que el sistema es de muros estructurales en ambas direcciones, por lo que le corresponde un factor “R” de 6 según la Tabla N°7 de la Norma. Este factor disminuye según el grado irregularidad que tenga, ya sea en altura o en planta. A continuación, se muestra un resumen de las irregularidades en el edificio.

Tipo de irregularidad		Condición
Altura (I_a)	Irregularidad de masa	Regular
	Discontinuidad en los sistemas resistentes	Regular
	Irregularidad de rigidez (Piso blando)	Por comprobar
Planta (I_p)	Esquinas entrantes	Irregular
	Irregularidad torsional	Por comprobar
	Discontinuidad del diafragma	Regular

Tabla 4.3 Irregularidades del edificio.

4.2 Peso sísmico

Según la norma E.030, para calcular el peso de una estructura se le agrega un porcentaje de la carga viva que dependerá del tipo de edificación. Para estructuras de vivienda que corresponde a la categoría C se incrementa un 25 % de la carga viva. Finalmente, como resultado se tiene la siguiente expresión para la masa.

$$100\% \text{ carga muerta} + 25\% \text{ carga viva} + 25\% \text{ carga viva en azotea}$$

4.3 Modelo Estructural

El modelo estructural se realizó con el software ETABS 2016. Este software permite realizar análisis estáticos y dinámicos una vez se modele la estructura. Además, este se utilizará hallar las fuerzas y momentos para el diseño. A continuación, se muestra el modelo en 3D del edificio modelado en ETABS.

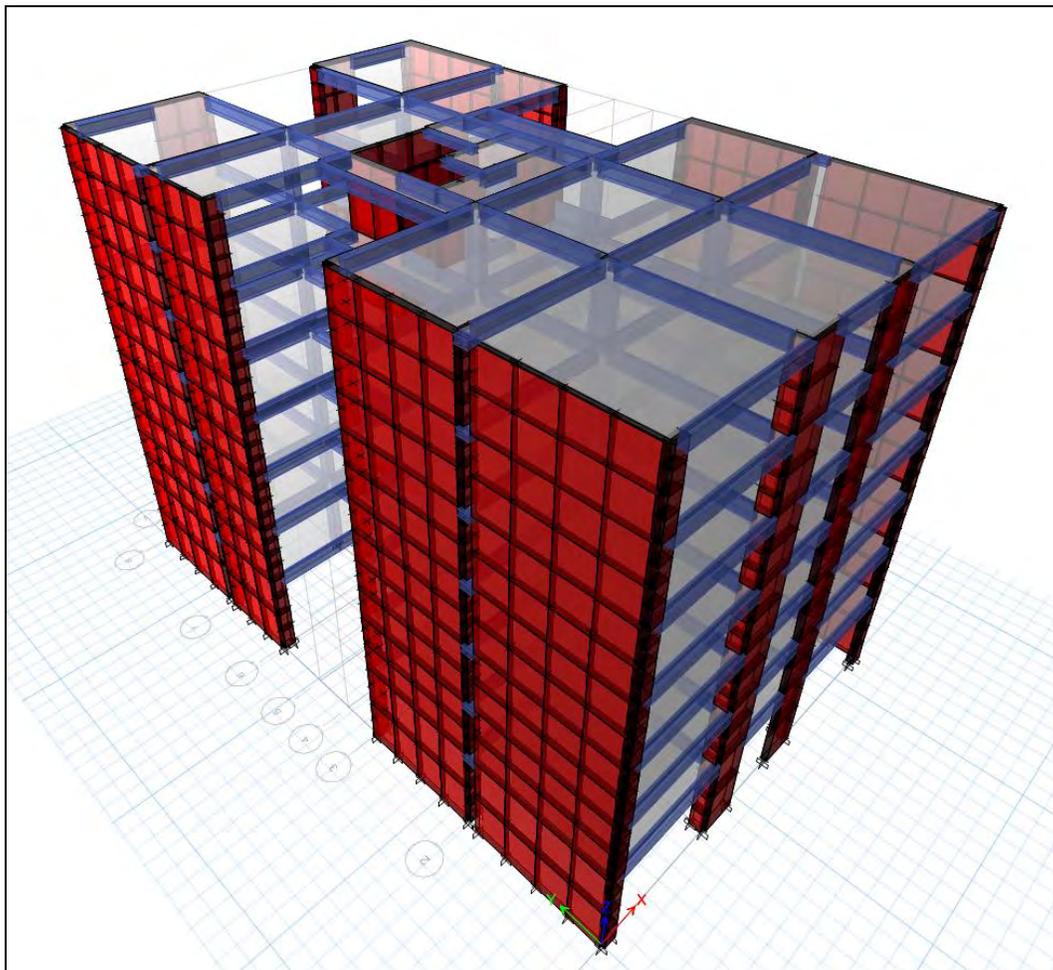


Imagen 4.1 Modelo 3D del edificio Magdalena modelado en ETABS.

4.4. Análisis estático

4.4.1 Modos de vibración

Este parámetro está influenciado por la rigidez y distribución de masa de la estructura. Además, la forma y los periodos de vibración están ligados a cada modo.

El mayor porcentaje masa participante en el eje X se da en el modo 1 (71.05%), esto quiere decir que el periodo fundamental en el eje X es de 0.508 s. Por otro lado, el mayor porcentaje de masa participante en el eje Y se da en el modo 2 (48.81%), donde le corresponde un periodo 0.372 s. A continuación, se muestra todos los modos de vibración de la estructura.

Modo	Periodo (seg)	Masa Participante X	Masa Participante Y
1	0.508	0.7105	0.0007
2	0.372	0.0069	0.481
3	0.343	0.0286	0.2351
4	0.125	0.1707	3.546E-05
5	0.08	0.0074	0.0289
6	0.075	0.0016	0.1827
7	0.057	0.0482	2.729E-05
8	0.036	0.0013	0.0036
9	0.035	0.0169	7.698E-06
10	0.034	0.0001	0.0481
11	0.025	0.0047	8.722E-07
12	0.022	0.0009	0.0011
13	0.021	4.4E-05	0.0135
14	0.02	0.0015	0
15	0.017	0.0003	0
16	0.016	0.0002	0.0004
17	0.016	2.492E-05	0.0034
18	0.013	4.709E-05	0.0005
19	0.013	3.119E-05	0.0006
20	0.012	3.467E-06	0.0002
21	0.012	1.176E-05	4.01E-05

Tabla 4.5 Masa participante y periodo de vibración de la estructura.

4.4.2 Fuerza cortante basal

Para calcular esta fuerza se hallan los valores de todos los parámetros. A continuación, se muestra una tabla resumen de todos ellos.

Factor de zona "Z"	Factor de uso "U"	Amplificación sísmica "C"	Parámetros del suelo "S"	Coefficiente de reducción "R"
La edificación se encuentra en Lima	Es una edificación de vivienda multifamiliar	Se obtiene del periodo fundamental	Es un suelo rígido tipo S1	Tiene un sistema de muros estructurales en ambas direcciones
Z = 0.45	U = 1	Según el "T"	S = 1	Rx = 6 y Ry = 6

Tabla 4.4 Parámetros para el análisis estático.

Para calcular el parámetro de amplificación sísmica se analiza el periodo del edificio. Dado que los periodos en ambas direcciones son mayores que T_p y menores que T_l , la ecuación que determina el C viene a ser la siguiente:

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

$$C_x = 1.968, C_y = 2.5.$$

Finalmente, para hallar la cortante basal se utiliza la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P$$

$$V_x = \frac{0.45 * 1 * 1.968 * 1}{6 * 0.9} * 2837.02 = \mathbf{465.39 \text{ ton}}$$

$$V_y = \frac{0.45 * 1 * 2.5 * 1}{6 * 0.9} * 2837.02 = \mathbf{591.04 \text{ ton}}$$

Se debe tener en cuenta que la estructura tiene irregularidad en planta de esquinas entrantes, lo que implica un factor $I_p=0.90$, la fuerza cortante variará en caso se demuestre otras irregularidades.

4.5 Análisis dinámico

Para la realización del análisis dinámico se tiene en cuenta un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones para cada dirección. Las respuestas obtenidas en este análisis es la combinación de los resultados de todos los modos de vibración considerados. Esta combinación se realiza siguiendo el criterio de combinación cuadrática compleja (CQC). El espectro de diseño se halla mediante la siguiente expresión:

$$Sa = \frac{Z * U * C * S}{R} * g$$

A continuación, se muestra el espectro de aceleración con los mismos parámetros utilizados en el análisis estático.

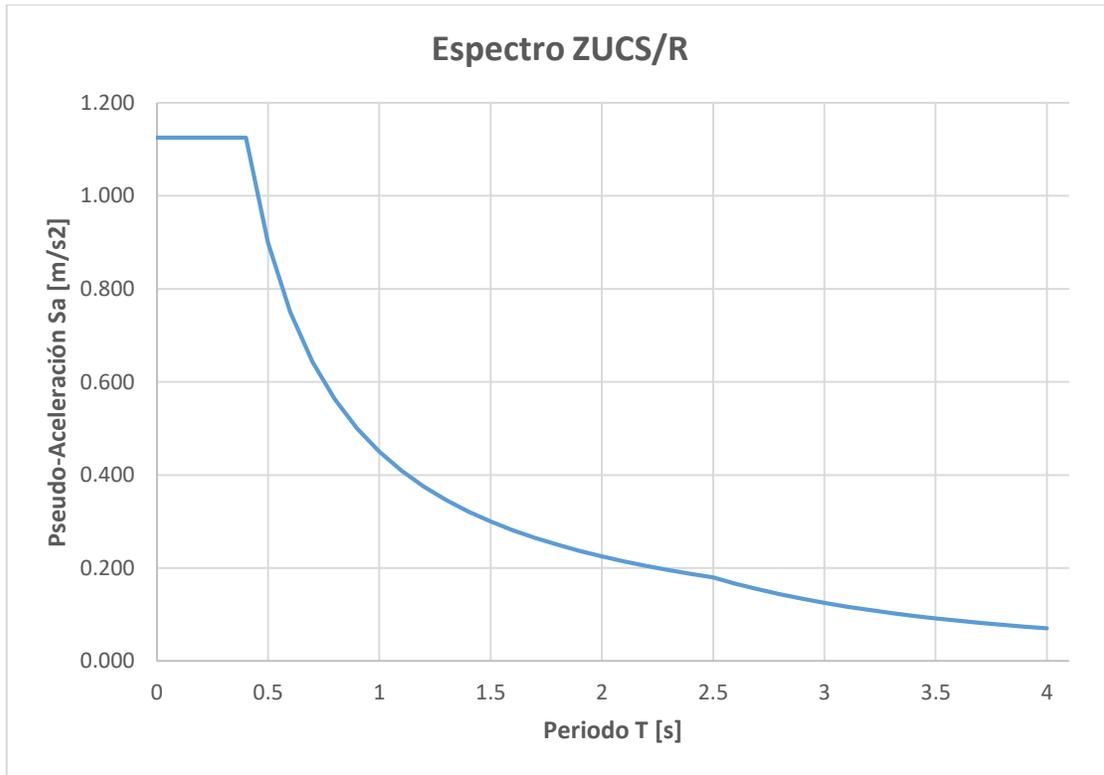


Imagen 4.2 Espectro de aceleraciones para la dirección en X e Y.

4.5.1. Irregularidad en altura

Irregularidad de rigidez (Piso blando)

Esta irregularidad se presenta cuando la rigidez lateral de un entrepiso es menor que el 70% de la rigidez lateral de su entrepiso inmediato superior. También se considera que hay piso blando si el 80% de la rigidez lateral promedio de tres pisos superiores es mayor que el entrepiso inmediato inferior. A continuación, se muestra un cuadro que verificar si existe dicha irregularidad.

Entrepiso	Rigidez Lateral (ton/m)	70% Rigidez Lateral (ton/m)	80% Rigidez Lateral Promedio (ton/m)	Condición 1	Condición 2
7	35684.115				
6	62458.007	24978.8805		Cumple	

5	81238.954	43720.6049		Cumple	
4	98708.588	56867.2678	59793.692	Cumple	Cumple
3	117581.63	69096.0116	80801.84967	Cumple	Cumple
2	144003.687	82307.141	99176.39067	Cumple	Cumple
1	190649.384	100802.5809	120097.9683	Cumple	Cumple

Tabla 4.3 Comprobación de piso blando del eje X.

Entrepiso	Rigidez Lateral (ton/m)	70% Rigidez Lateral (ton/m)	80% Rigidez Lateral Promedio (ton/m)	Condición 1	Condición 2
7	35506.04				
6	57532.24	24854.228		Cumple	
5	73815.753	40272.568		Cumple	
4	88855.535	51671.0271	55618.011	Cumple	Cumple
3	111043.624	62198.8745	73401.176	Cumple	Cumple
2	136809.255	77730.5368	91238.304	Cumple	Cumple
1	190275.531	95766.4785	112236.138	Cumple	Cumple

Tabla 4.4 Comprobación de piso blando del eje Y.

Como se observan en las tablas anteriores no existe irregularidad de altura por piso blando ya que cumplen con las dos condiciones.

Irregularidad de masa o peso

Esta irregularidad se da cuando el peso de un piso, determinado por el artículo 26 de la Norma E.030, es mayor en 1.5 veces el peso un piso adyacente, no se considera el peso de la azotea.

Piso	Masa tonf-s ² /m	Peso tonf	1.5 Peso mínimo tonf	Condición
7	37.57711	368.631449	552.9471737	Cumple
6	41.21633	404.332197	552.9471737	Cumple
5	41.77138	409.777238	552.9471737	Cumple
4	41.21633	404.332197	552.9471737	Cumple
3	41.77138	409.777238	552.9471737	Cumple
2	41.21633	404.332197	552.9471737	Cumple
1	43.6355	428.064255	552.9471737	Cumple

Tabla 4.5 Comprobación de irregularidad de masa o peso.

Con esto se comprueba que no existe irregularidad de masa o peso, ya que el peso de todos los pisos es mayor en 1.5 veces el piso con menor peso en el edificio.

Irregularidad geométrica vertical

Esta irregularidad se da cuando las dimensiones en planta de un piso varían en 1.3 veces con el piso adyacente. Como el edificio en estudio está conformado por plantas típicas, poseen la misma sección, por lo tanto, no se ven afectados por esta irregularidad.

Discontinuidad en los sistemas resistentes

Se tiene esta irregularidad cuando un elemento estructural que resiste más del 10% de la fuerza cortante tiene un desfase vertical, este desfase puede deberse a un cambio en la orientación o por un desplazamiento del eje mayor al 25% de la sección del elemento. Dado que los ejes verticales de los estructurales son continuos y no existe desfase, se comprueba que no existe irregularidad de este tipo.

4.5.2. Irregularidad en planta

Irregularidad torsional

Para calcular este efecto la norma indica que se considere una excentricidad accidental de 5%, esta excentricidad debe a la incertidumbre de la ubicación del centro de masa. La norma de diseño sismorresistente señala que existe irregularidad torsional si la deriva máxima de entrepiso es mayor en 1.3 veces la deriva promedio de dicho entrepiso. Además, también debe cumplirse que la mitad deriva permitida sea menor a la deriva máxima.

$$\text{Condición 1: } \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 0.5 \frac{\Delta}{h}$$

$$\text{Condición 2: } \frac{\Delta_{max}}{h_i} > 1.3 \frac{\Delta_{prom}}{h_i}$$

Piso	Δ_{max}	$0.5\Delta_{perm}$	Relación de derivas	Es irregular?
7	0.005057	0.00350	1.254	FALSO
6	0.005415	0.00350	1.258	FALSO
5	0.0056	0.00350	1.26	FALSO
4	0.005536	0.00350	1.261	FALSO
3	0.005119	0.00350	1.262	FALSO
2	0.004245	0.00350	1.264	FALSO
1	0.002243	0.00350	1.269	FALSO

Tabla 4.6 Análisis de irregularidad torsional en X.

Piso	$\Delta_{max 1}$	$0.5\Delta_{perm}$	Relación de derivas	Es irregular?
7	0.003296	0.00350	1.121	FALSO
6	0.003345	0.00350	1.122	FALSO
5	0.003289	0.00350	1.123	FALSO
4	0.003087	0.00350	1.124	FALSO
3	0.002704	0.00350	1.125	FALSO
2	0.002111	0.00350	1.125	FALSO
1	0.001043	0.00350	1.122	FALSO

Tabla 4.7 Análisis de irregularidad torsional en Y.

Como se observa en ambas tablas, ningún piso cumple para irregularidad por torsión, por lo que se concluye que el edificio no sufre de dicha irregularidad.

Esquinas entrantes

Una estructura posee esta irregularidad cuando las dimensiones de sus esquinas entrantes supera el 20% de la dimensión total en planta. Dado que la estructura en estudio posee esquinas entrantes de 6.20m y 5.5m, mayores que el 20% de la dimensión total en planta, se considera una irregularidad en planta de **$I_p=0.90$** .

Discontinuidad de diafragma

Se da cuando los diafragmas poseen variaciones abruptas, aberturas mayores a 50% del área total o si una sección transversal del diafragma tiene un área resistente menor a 25% del total del área. Para este edificio se ha comprobado que las aberturas en el diafragma no superan el 50% y el área de la sección transversal más crítica es mayor a 25% del área total resistente.

Sistemas no paralelos

Esta irregularidad se da cuando los ejes formados por pórticos forman ángulos mayores a 30° y si el eje resiste más del 10% de la fuerza cortante basal. No existe esta irregularidad en el edificio, dado que todos los ejes son paralelos.

4.4.2 Fuerza Cortante Mínima

La norma señala que la fuerza cortante dinámica basal no debe ser menor que el 80% de la fuerza cortante estática basal en caso de estructuras regulares y 90% en estructuras es irregulares. Si el valor de la cortante dinámica fuera menor se incrementa hasta cumplir los valores mínimos. Para este caso se crearon diferentes casos donde se movían el centro de masa un 5%. Dado que se demostró irregularidad por torsión la respuesta de la cortante basal estática varía. A continuación, se muestran los resultados:

Eje	Vestática (tonf)	Vdinámica (tonf)	90 % Vestático (tonf)	Factor
X	465.39	408.27	418.85	1.026
Y	591.04	473.19	531.94	1.125

Tabla 4.6 Factor de amplificación para la fuerza dinámica.

Para el diseño se trabajará con una envolvente, esto con el fin de coger los mayores valores y el diseño sea más conservador.

4.4.3 Sistema estructural

Según la norma E.030 las estructuras de concreto armado se dividen en 4 tipos: pórtico, muros estructurales, duales y muros de ductilidad limitada. Para demostrar que tipo de sistema estructural tiene el edificio se halla el porcentaje de fuerza basal que actúan sobre las placas, columnas y toda la estructura. La tabla que se muestra a continuación muestra las fuerzas producto del análisis.

ELEMENTOS	FUERZAS (tonf)			
	X-X		Y-Y	
Placas	412.56	98.50%	526.21	98.92%
Columnas	6.29	1.50%	5.73	1.08%
Cortante basal	418.85	100.00%	531.94	100.00%
Sistema estructural	Muros Estructurales (R=6)		Muros Estructurales (R=6)	

Tabla 4.7 Verificación del sistema estructural.

Se observa en la tabla que los valores de fuerza cortante de las placas en ambas direcciones superan al 70% de la cortante basal. Por lo que se concluye que la edificación es de muros estructurales.

4.4.4 Análisis de desplazamientos laterales

Los desplazamientos laterales se calculan multiplicando los resultados del análisis lineal elástico por 0.75R, si se trata una estructura regular, y por 0.85R si se trata de una estructura irregular. Para este caso, al tratarse de una estructura con irregularidad en planta, los resultados se verán afectados por el factor de 0.85R. A continuación, se muestra la tabla con los desplazamientos laterales por piso.

	Desplazamiento en X (m)	Desplazamiento en Y (m)	Deriva en X	Deriva en Y
Piso 7	0.091937	0.052138	0.005057	0.003296
Piso 6	0.078379	0.043254	0.005415	0.003345
Piso 5	0.063874	0.03424	0.0056	0.003289
Piso 4	0.048856	0.025378	0.005536	0.003087
Piso 3	0.033979	0.017058	0.005119	0.002704
Piso 2	0.020196	0.009765	0.004245	0.002111
Piso 1	0.008747	0.004069	0.002243	0.001043

Tabla 4.8 Desplazamientos laterales.

La norma señala que para edificios de concreto armado la deriva máxima permisible es de 0.007. Como se observa en la tabla las derivas máximas se dan en el piso 4 con valores de 0.00579 en el eje X y 0.005163 para el eje Y, por lo que se concluye que el edificio cumple por derivas máximas.

4.4.5 Juntas de separación sísmica

Según la norma E.030 la separación entre edificaciones debe estar dada entre el mayor valor de las siguientes expresiones:

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos de los edificios adyacentes.
- $S/2$, $s=0.006 h$ (h = altura de la edificación).
- 3 cm.

En vista que se desconoce el máximo desplazamiento de la edificación adyacente, la separación estará dada por $s/2$ y 3 cm. Se sabe que el edificio mide 20.10m, por lo tanto, el valor de $s=0.006*20.1=0.12m= 12cm$. Finalmente, se concluye que la junta sísmica deberá tener como mínimo una longitud de 6 cm.

CAPÍTULO 5 -FUNDAMENTOS DE DISEÑO

La norma E.060 de Concreto Armado indica que el diseño de los elementos estructurales se realizará por resistencia. Esta metodología consiste en encontrar un valor de la resistencia nominal reducida (ϕR_n), el cual no debe ser menor a la resistencia última requerida (R_u). Este método se puede analizar de tres maneras: por flexión, por corte y por flexocompresión.

5.1 Diseño por flexión

Esta metodología de diseño es aplicable para los elementos como losas, vigas y escalera. Para realizar el diseño por resistencia de elementos sometidos a flexión se deben tener en cuenta una serie de hipótesis indicadas en la Norma E.060 y resumidas en libro Apuntes de concreto Armado (Ottazzi, 2018).

- Las secciones planas de los elementos permanecen planas.
- La adherencia del concreto y el refuerzo es tal que no permiten deslizamientos entre ellos.
- Para calcular el esfuerzo en el concreto y el refuerzo se puede utilizar las deformaciones dados por las relaciones constitutivas.
- El diagrama constitutivo del acero es elastoplástico perfecto.
- La resistencia en tracción del concreto es despreciable.
- La deformación unitaria máxima del concreto a compresión es de 0.003.

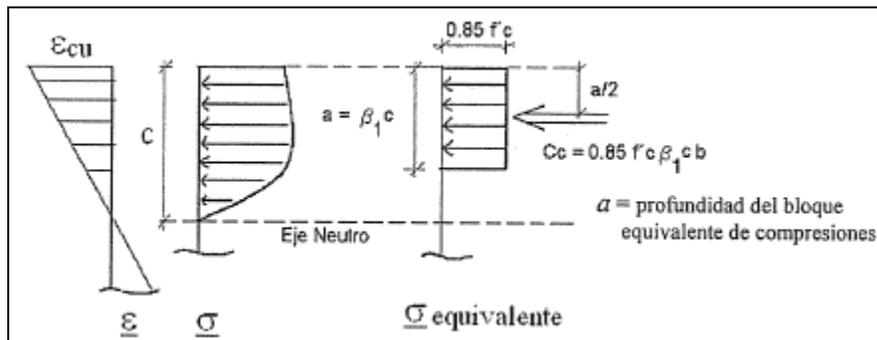


Imagen 5.1 Bloque equivalente de presiones (Ottazzi, 2016).

En todo momento se debe cumplir que la resistencia nominal reducida (ϕM_n) sea mayor o igual al momento último (M_u).

$$\phi M_n \geq M_u$$

Para el cálculo del momento nominal reducido y el acero requerido para el diseño se utilizan las siguientes expresiones:

$$\phi M_n = \phi * A_s * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad , \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad , \quad a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * M_u}{\phi * 0.85 * f'_c * b}}$$

Donde:

- ϕ = Factor de reducción por flexión (0.90).
- M_n = Momento Nominal.
- M_u = Momento último.
- A_s = Acero en tracción.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero (4200 kg/cm²).
- d = Peralte efectivo.
- a = Profundidad del bloque equivalente de compresiones.
- b = Ancho de la sección.
- f'_c = Resistencia máxima del concreto a compresión.

5.1.1 Acero Mínimo

La norma de diseño en concreto armado E.060 indica que la resistencia de diseño no sea menos de 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta.

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t}$$

$$f_r = 0.62 * \sqrt{f'_c}$$

Así mismo, la norma indica que para secciones rectangulares y secciones en “T” con el ala en compresión la expresión para calcular el acero mínimo es la siguiente:

$$A_s \text{ min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

5.1.2 Acero Máximo

Para que la estructura tenga un comportamiento dúctil y evitar una falla frágil la Norma E.060 pone un límite a la cantidad de refuerzo, este se representa de la siguiente manera:

$$A_s \text{ max} = 0.75 A_{sb}$$

Donde “ A_{sb} ” representa el acero balanceado y se calcula con la siguiente expresión:

$$A_{sb} = \left(\frac{0.85 * f'c * b}{f_y} * \beta_1 * c * d \right)$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{c} = \frac{f_y}{E_s * (d - c)}$$

Donde:

c: distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro.

ϵ_{cu} : máxima deformación unitaria del concreto (0.003).

f_y : límite de fluencia del acero (4200 kg/cm²).

E_s : módulo de elasticidad del acero (2000000 kg/cm²).

d: peralte efectivo.

β_1 : factor de relación entre la profundidad del bloque de presiones con la distancia al eje neutro (0.85).

5.2 Diseño por corte

El diseño por corte se rige por la siguiente expresión:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde:

- V_n = Resistencia nominal a corte.
- V_u = Resistencia última a corte.
- ϕ = Factor de reducción a corte (0.85)

La resistencia nominal viene del aporte del concreto (V_c) y del acero (V_s), llegando así a la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

La resistencia dada por el concreto dependerá del tipo de elemento que se analiza. A continuación, se muestran las expresiones para hallar la resistencia del concreto en diferentes elementos.

$$V_c = 0.53 * b * d * \sqrt{f'c} \quad (\text{para vigas})$$

$$V_c = 0.53 * b * d * \left(1 + \frac{N_u}{140 * A_g} \right) * \sqrt{f'c} \quad (\text{para columnas})$$

$$V_c = \alpha c * b * d * \sqrt{f'c} \quad (\text{para placas})$$

Donde:

- b = ancho de sección rectangular.
- d = peralte efectivo.
- $f'c$ = resistencia máxima del concreto a compresión.
- N_u = carga axial última.
- A_g = área de la sección.
- α_c = coeficiente dependiente de la relación altura/longitud.

Por otro lado, la resistencia que brinda el acero se da por la siguiente expresión.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s}$$

Donde:

- A_v = área transversal de estribos.
- f_y = Esfuerzo de fluencia del acero.
- S = separación de estribos.

5.3 Diseño por flexocompresión

Los elementos verticales tales como las columnas y placas están sometidos a flexocompresión, esto debido a que la carga axial y flexión actúan simultáneamente. Este diseño busca encontrar una cuantía de acero que cumpla con las solicitaciones de carga axial y momento flector. Es por ello que se ve necesario crear una gráfica que muestre la interacción entre el momento flector nominal (M_n) y carga axial nominal (P_n), a esta gráfica se le denomina “Diagrama de interacción”. Esta grafica se construye con puntos notables descritos a continuación (Ottazzi, 2016).

- **Falla en compresión pura (1):**

$$P_u \max = A_{st} * f_y + 0.85 * f'c * (A_g - A_{st})$$

- **Deformación nula del refuerzo en tracción más alejado (2)**
- **Falla balanceada (3):**

$$\frac{\epsilon_{cu}}{cb} = \frac{\epsilon_y}{d - cb} \quad , \quad cb = \frac{\epsilon_{cu} * E_s}{f_y + \epsilon_{cu} * E_s} * d$$

- **Inicio en el cambio del valor de ϕ**
- **Flexión pura (5):** carencia carga axial.
- **Tracción pura (6):** carencia de momento flector.

$$T_o = A_{st} * f_y$$

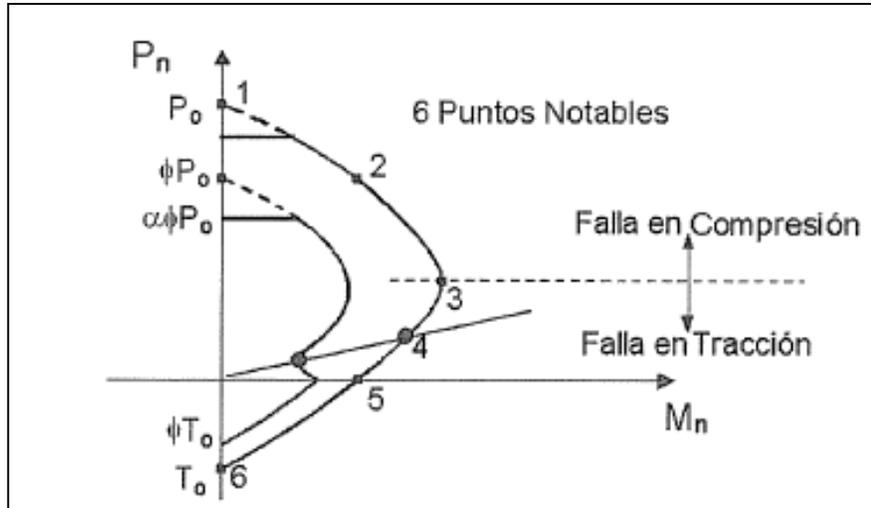


Imagen 5.2 Diagrama de interacción con puntos notables (Ottazzi, 2016).

5.4 Diseño por punzonamiento

La falla por punzonamiento en su mayoría se presenta a una distancia $d/2$ de la cara de columna o placa. La fuerza última por punzonamiento se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Vu = \sigma u * (A_{total} - A_o)$$

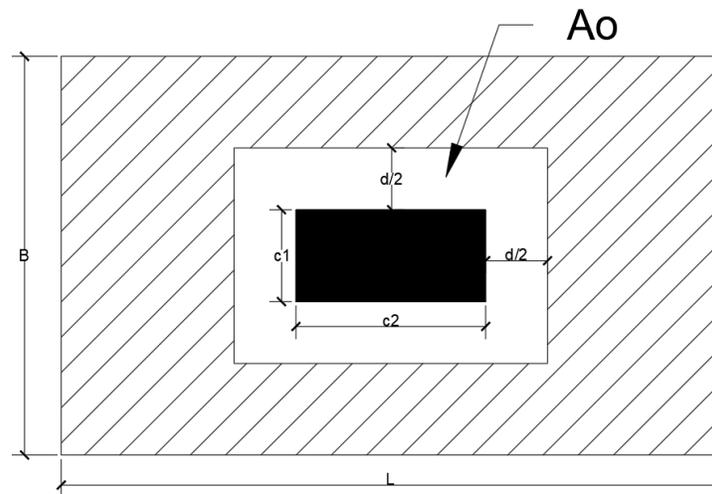


Imagen 5.3 Área de influencia para el diseño por punzonamiento.

La resistencia del concreto al punzonamiento está dado por el mínimo valor de las siguientes expresiones:

- $\phi V_c = \phi * 1.06 * b_o * d * \sqrt{f'c}$

- $\phi V_c = \phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha s * d}{b_o} + 2 \right) * b_o * d * \sqrt{f'c}$
- $\phi V_c = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{\beta}{2} \right) * b_o * d * \sqrt{f'c}$

Donde:

- b_o = perímetro de la sección crítica.
- b y l = dimensiones de la columna.
- β = relación entre las dimensiones de la columna entre la más larga y la más corta.
- $\alpha s = 40$ para columnas internas, 30 para columnas de borde y 20 para columnas de esquina.

Para este diseño se debe verificar que la fuerza última por punzonamiento sea menor resistencia del concreto por punzonamiento $\phi V_c \geq V_u$, de no ser así se incrementa el peralte de la cimentación.

5.5 Condición de servicio

Si bien cierto que se utilizan cargas amplificadas para el diseño por resistencia, las cargas de servicio son las que actúan en el edificio la mayor parte del tiempo, es por ello que se debe analizar que los elementos no superen los estados límites de servicio, para este caso se analiza la fisuración y deflexión de elementos

5.5.1 Control de fisuración

Si bien es inevitable la formación de fisuras en elementos de concreto armado sometidas a flexión (vigas, losas y escaleras), la Norma E.060 proporciona formulas empíricas que controlan el ancho de estas grietas. Estas fisuras se dan principalmente por el efecto de tracción provocadas por la flexión de los elementos. A continuación, se realiza el cálculo del parámetro “Z” que controla de manera indirecta el ancho de las grietas.

$$Z = f_s * \sqrt[3]{d_c * A_{ct}} \quad , \quad f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)}$$

$$A_{ct} = \frac{2 * \bar{X} * b_w}{N_{barras}}$$

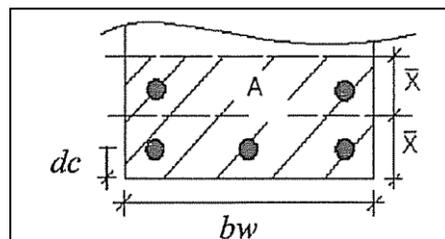


Imagen 5.4 Área efectiva del concreto en tracción “Act” (Ottazzi, 2016)

Donde:

- d_c = recubrimiento medido desde la fibra extrema en tracción hasta el centro del refuerzo más cercano.
- A_{ct} = área efectiva del concreto en tracción.
- M_s = momento de servicio.
- d = peralte efectivo.
- A_s = área de acero.
- \bar{X} = centroide del acero de tracción en flexión.
- b_w = ancho.
- f_s = esfuerzo del acero en tracción por flexión.

Bajo condiciones de servicio, el máximo valor para el parámetro Z que nos señala la norma es de 2600 kg/cm.

5.5.2 Control de deflexiones

La norma menciona dos métodos para calcular las deflexiones, el primero es para aquellas que ocurren inmediatamente después de la aplicación de cargas, a esta se le denomina deflexión inmediata (Δ_i); la segunda de ellas es la que es producto de la retracción plástica del concreto y la retracción de los elementos en flexión, se le denomina deflexión diferida (Δ_d). A continuación, se muestra el procedimiento para calcular las deflexiones.

Si el momento de servicio es menor al momento de agrietamiento, se utilizará el momento de inercia de la sección bruta para el cálculo de la deflexión.

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_g}{Y_t} = \frac{f_r * I_g}{h/2} \quad , \quad f_r = 2 * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

- f_r = resistencia del concreto a tracción por flexión.
- I_g = momento de inercia bruta de la sección.
- h = peralte de la sección.
- f'_c = resistencia máxima del concreto en compresión.

Para el caso de que el momento flector de servicio sea mayor al momento de agrietamiento, se utiliza la inercia de la sección transformada agrietada (I_e) con una relación modular de $2n$.

Se calcula la distancia del eje neutro "c":

$$b * \frac{c^2}{2} + (2 * n - 1) * A's * (c - d') = n * A_s * (d - c)$$

Se calcula el momento de inercia de la sección agrietada (I_{cr}):

$$I_{cr} = \frac{b * c^3}{3} + (2 * n - 1) * A's * (c - d')^2 + n * A_s * (d - c)^2$$

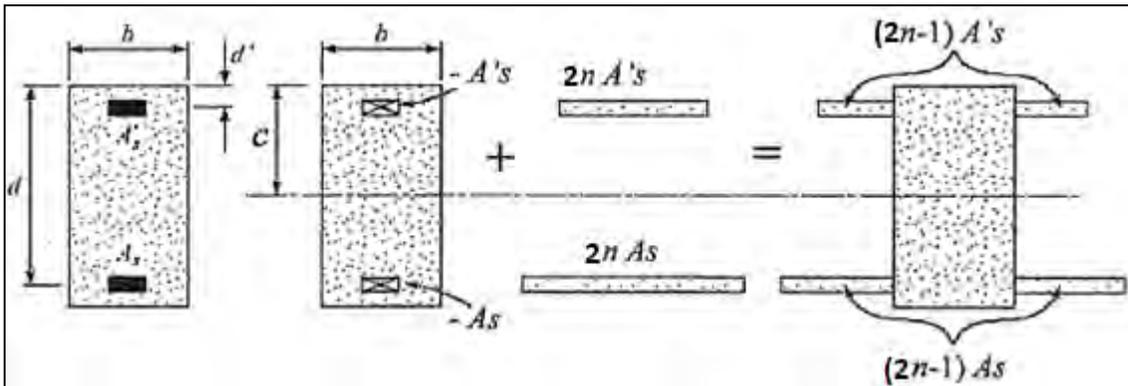


Imagen 5.5 Sección transformada no agrietada (Ottazzi, 2016).

La norma indica que para hallar la inercia efectiva se utiliza las siguientes expresiones:

- Continuidad en ambos extremos: $I_e \text{ promedio} = \frac{Ie1+Ie2+2Ie3}{4}$
- Si es continuo en un extremo $I_e \text{ promedio} = \frac{Ie2+2*Ie3}{3}$
- Si es simplemente apoyado en ambos sentidos, se utiliza el momento de inercia de la sección central.
- Para volados se utiliza el momento de inercia en el apoyo del voladizo.

Se calcula las deflexiones utilizando el momento de inercia efectivo y las fórmulas de deflexión

Para calcular las deflexiones diferidas la norma indica lo siguiente:

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'}$$

Donde:

- ξ = factor que depende del tiempo de carga sostenida.
- ρ' = cuantía de acero en compresión.
- Δ = deflexión del elemento.

La norma proporciona los siguientes valores para ξ :

Duración de la carga	Valor de ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

Tabla 5.1 Valores del factor ξ (Norma E0.60).

La Norma E0.60 indica que no es necesario hacer un análisis y cálculo de deflexiones para los siguientes criterios:

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente Apoyados	Con un extremo Continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			
Losas macizas en una dirección	$\frac{l}{20}$	$\frac{l}{24}$	$\frac{l}{28}$	$\frac{l}{10}$
Vigas o losas nervadas en una dirección	$\frac{l}{16}$	$\frac{l}{18.5}$	$\frac{l}{21}$	$\frac{l}{8}$

Tabla 5.2 Relación de criterios para no evaluar deflexiones (Norma E0.60).

CAPÍTULO 6 – DISEÑO DE LOSAS

6.1 Diseño de losas aligeradas

Para el diseño de losa se utilizaron viguetas típicas de 40 cm de ancho y 20cm de peralte. Se hará un análisis por cargas de gravedad para los tramos críticos y la vigueta que contenga más carga, para ello se consideró alternancia de carga viva. La losa que se diseñará a continuación se encuentran entre los ejes 1-2 (aligerado 1) y 6-7 (aligerado 2). Los diagramas de fuerza cortante y momento flector estarán expresados en ton y ton/m² respectivamente.

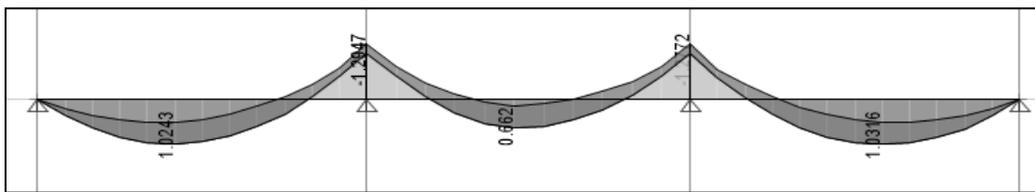


Imagen 6.1 Diagrama de momento flector del aligerado 1 (1.4CM+1.7CV).

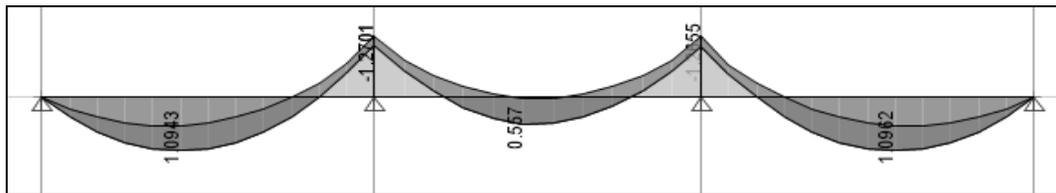


Imagen 6.2 Diagrama de momento flector del aligerado 2 (1.4CM+1.7CV).

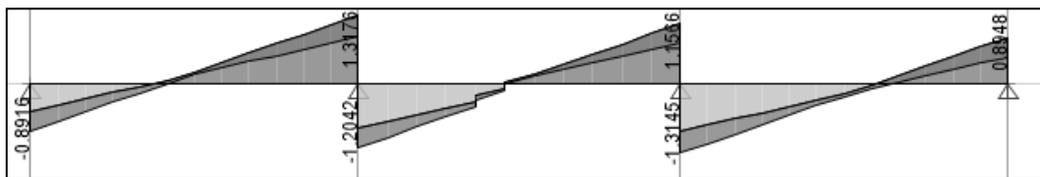


Imagen 6.3 Diagrama de fuerza cortante del aligerado 1 (1.4CM+1.7CV).

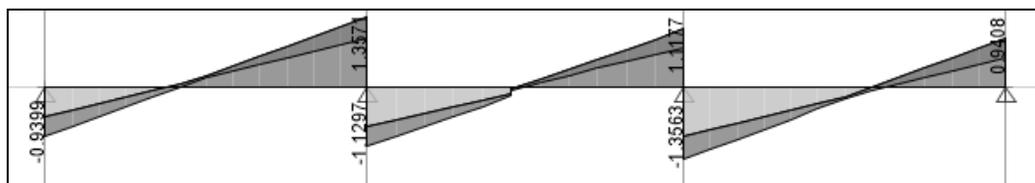


Imagen 6.4 Diagrama de fuerza cortante del aligerado 2 (1.4CM+1.7CV).

6.1.1 Diseño por flexión

El diseño por flexión tiene como objetivo principal calcular la cuantía de acero de tal modo que el elemento de concreto resista a los momentos sometidos por las cargas últimas y evitar que el elemento sufra de una falla frágil.

Se calcula el acero mínimo y máximo para la sección, estos valores dependerán únicamente de la geometría de la sección mas no de la carga. Con el acero mínimo se busca que la sección no sufra de agrietamientos excesivos, y con el acero máximo evitar que el elemento no tenga una falla frágil. Como se está analizando una sección “T” el acero mínimo y el acero máximo varían según la zona de análisis. A continuación, se muestra el procedimiento y las fórmulas de los cálculos para una vigueta de sección típica con 20 cm de peralte.

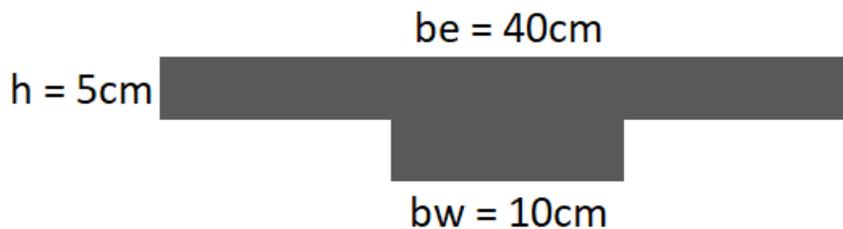


Imagen 6.5 Sección típica de aligerado con 25 cm de peralte.

A continuación, se halla el acero mínimo y acero máximo para un aligerado con peralte de h=20cm.

Para momentos positivos se tiene:

$$A_{smin} = 0.7 * \sqrt{\frac{f'c}{fy}} * bw * d$$

$$A_{smin} = 0.7 * \sqrt{\frac{210}{4200}} * 10 * 17 = 0.41 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\epsilon_{cu}}{cb} = \frac{fy}{Es * (d - cb)}$$

$$A_{sb} = 0.85 * f'c * \frac{hf * be + (0.85 * cb - hf) * bw}{fy} = 9.99 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 0.75 * A_{sb} = 7.5 \text{ cm}^2$$

Para momentos negativos

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{cb} = \frac{fy}{Es * (d - cb)}$$

$$fr = 2 * \sqrt{f'c} = 29 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mcr = I * \frac{fr}{c}$$

$$amin = d - \sqrt{d^2 - 2 * 1.2 * \frac{Mcr}{0.85 * 0.9 * f'c * bw}}$$

$$Asmin = 1.2 * \frac{Mcr}{0.9 * fy * \left(d - \frac{amin}{2}\right)} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{cb} = \frac{fy}{Es * (d - cb)}$$

$$Asmáx = 0.75 * f'c * \frac{0.85 * cb * bw}{fy} = 2.70 \text{ cm}^2$$

Una vez obtenido los aceros máximos y mínimos se inician con los cálculos del acero requerido. Para este paso se requiere el diagrama de momentos flectores calculado anteriormente. Mediante las fórmulas ya mencionadas se procede a calcular la cuantía de diseño.

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 * Mu}{(0.85 * \phi * f'c * be)}} \quad , \quad As = \frac{Mu}{(\phi * fy * (d - a/2))}$$

A continuación, se muestra tablas con el resumen de todos los resultados hallados.

	Mu (tn-m)	a (cm)	As diseño (cm2)	Acero de diseño	As insta (cn2)
T1	1.024	0.96	1.64	1φ3/8" + 1φ1/2"	2
T2	0.66	0.62	1.05	1φ1/2"	1.29
T3	1.03	0.97	1.65	1φ3/8" + 1φ1/2"	2

Tabla 6.1 Resumen de resultados para el ala en compresión del aligerado 1.

	Mu (tn-m)	a (cm)	As diseño (cm2)	Acero de diseño	As insta (cn2)
T1-T2	1.29	5.67	2.41	2φ1/2"	2.58
T2-T3	1.27	5.56	2.41	2φ1/2"	2.58

Tabla 6.2 Resumen de resultados para el alma en compresión del aligerado 1.

	Mu (tn-m)	a (cm)	As diseño (cm ²)	Acero de diseño	As insta (cm ²)
T1	1.09	1.03	1.75	1φ3/8" + 1φ1/2"	2
T2	0.55	0.51	0.87	1φ1/2"	1.29
T3	1.09	1.03	1.75	1φ3/8" + 1φ1/2"	2

Tabla 6.3 Resumen de resultados para el ala en compresión del aligerado 2.

	Mu (tn-m)	a (cm)	As diseño (cm ²)	Acero de diseño	As insta (cm ²)
T1-T2	1.27	5.56	2.36	2φ1/2"	2.58
T2-T3	1.26	5.5	2.34	2φ1/2"	2.58

Tabla 6.4 Resumen de resultados para el alma en compresión del aligerado 2.

6.1.2 Diseño por cortante

Este procedimiento se realiza con el fin de saber si la vigueta requerirá de ensanche en la sección para poder soportar la fuerza cortante, esta fuerza depende de la siguiente ecuación:

$$\phi V_c > V_u$$

Donde para aligerados el valor de " ϕV_c " es igual a:

$$\phi V_c = 0.85 * (1.1 * 0.53 * \sqrt{f'c} * bw * d)$$

Donde:

- bw: Ancho del alma (cm)
- d: Peralte efectivo (cm)

Además de considerará 3cm de recubrimiento, es así que, para la primera verificación se tiene que: $bw = 10 \text{ cm}$ y $d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$.

Empleando la ecuación mencionada se calcula la fuerza cortante máxima que resiste la vigueta.

$$\phi V_c = 0.85 * (1.1 * 0.53 * \sqrt{210} * 10 * 17) = 1436.2 \text{ kg}$$

Finalmente, con los diagramas de fuerza cortante se obtiene una cortante última a "d" de la cara, los cuales deben ser menor que la cortante máxima para no requerir ensanche de vigueta.

	Tramo1	Tramo2	Tramo3
ϕV_c (ton)	1.436		
Vc (ton)	0.892	1.317	1.204
	1.156	1.314	0.894

Tabla 6.3 Análisis por cortante del aligerado 1.

	Tramo1		Tramo2		Tramo3	
ϕV_c (ton)	1.436					
V_c (ton)	0.936	1.357	1.297	1.117	1.356	0.941

Tabla 6.4 Análisis por cortante del aligerado 2.

Según muestras los resultados de las tablas anteriores las viguetas no sobrepasan el valor de la máxima resistencia a cortante, esto quiere decir que no se necesita de ensanches.

6.1.3 Condiciones de servicio

6.1.3.1 Control de fisuración

Los elementos estructurales sometidos a cargas de servicio tienden a agrietarse en zonas de tracción, por ello es importante hacer un control de estas fisuraciones a fin de que existan la más mínima cantidad posible. Para el control de estas fisuras, se utiliza el parámetro Z que se muestra a continuación.

- Se calcula el esfuerzo del acero en tracción “ f_s ”, sabiendo que el refuerzo en tracción está conformado por $2\phi 3/8$ ” (1.42 cm²) y el peralte efectivo es de 23 cm.

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)} = \frac{0.703}{(0.9 * 17 * 1.42)} = 3281.78 \text{ kg/cm}^2$$

- Para calcular el área efectiva del concreto en tracción se sabe que el centroide del refuerzo principal “ y_s ” es 4 cm.

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{\#barras} = \frac{2 * 4 * 10}{2} = 40 \text{ cm}^2$$

- Finalmente, se halla el valor del parámetro “ Z ” con un valor de 3 cm para el espesor del recubrimiento “ d_c ”.

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c * A_{ct}} = 3281 * \sqrt[3]{3 * 40} = 16\ 187.14 \text{ kg/cm}$$

Se comprueba que el parámetro “ Z ” tiene un valor dentro de los parámetros aceptados en la norma, es decir $Z \leq 26\ 000 \text{ kg/cm}$.

6.1.3.2 Control de deflexiones

Dado que las losas están ligadas a elementos no estructurales como tabiquería, se define un límite de deflexión máxima de “ $1/480$ ” (0.011 m). A continuación, se detalla el procedimiento para hallar las deflexiones.

- Se calcula las deflexiones inmediatas para 3 casos: solo considerando carga muerta, solo considerando carga viva y solo considerando un 30% de la carga viva. Estas deflexiones se hallan para el aligerado 2- tramo1, ya que es la sección de aligerado más cargada. Estas deflexiones son elásticas, es decir, no consideran la fisuración de las losas

$$\Delta i' \text{ cm} = 0.0023 \text{ m} \quad , \quad \Delta i' \text{ cv} = 0.0009 \text{ m} \quad , \quad \Delta i' 30\% \text{cv} = 0.0003 \text{ cm}$$

- Estas deflexiones son elásticas, es decir que no consideran la fisuración de las losas, por ello se multiplica por "I_g/I_e".

$$I_{e2} = 3983.56 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_{e3} = 5186.31 \text{ cm}^4 \quad , \quad I_g = 14046.56 \text{ cm}^4$$

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{I_{e2} + 2I_{e3}}{3} = 4785 \text{ cm}^4 \quad , \quad \frac{I_g}{I_e} = 3.02$$

$$\Delta i \text{ cm} = 0.0069 \text{ m} \quad , \quad \Delta i \text{ cv} = 0.0027 \text{ m} \quad , \quad \Delta i 30\% \text{cv} = 0.0009 \text{ m}$$

- Para hallar la deflexión diferida se toma el valor de $\xi = 2.0$, ya que la edificación tiene un tiempo de vida de más de 5 años, para la cuantía de acero en compresión se toma el valor de $\rho' = A_s / (d * b) = 0.0086$.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.0086} = 1.40$$

$$\Delta d \text{ cm} = \lambda * \Delta i \text{ cm} = 1.4 * 0.0069 = 0.0096 \text{ m}$$

$$\Delta d \text{ cv} = \lambda * \Delta i \text{ cv} = 1.4 * 0.0027 = 0.0038 \text{ m}$$

$$\Delta d 30\% \text{cv} = \lambda * \Delta i 30\% \text{cv} = 1.4 * 0.0009 = 0.0013 \text{ m}$$

- Finalmente, se calcula la deflexión media y la deflexión máxima de la losa.

$$\Delta m = \Delta d \text{ cm} + 0.3 * \Delta d \text{ cv} + \Delta i \text{ cm} = 0.001362 \text{ m}$$

En vista de que se tiene una deflexión mayor a la máxima permitida, se plantea utilizar una contraflecha de 1.00 cm y cumplir así con la deflexión máxima permitida.

6.2 Losas macizas

Se optó por este tipo de losas en zonas donde se concentran tabiquerías e instalaciones de agua y desagüe. Estos elementos se caracterizan por trabajar en dos direcciones, es por ello que para obtener los diagramas de momentos y fuerzas se utilizará el método de discretización de elementos finitos, el cual otorga resultados más precisos.

Para el diseño de losas macizas se debe tomar en cuenta lo siguiente:

- La cuantía mínima es de $0.0018b * h$.
- El espaciamiento de acero en las mallas no debe ser mayor que 40cm o tres veces el peralte de la losa.
- Se recomienda utilizar varillas de diámetros 8mm, 3/8" y 1/2".

Se realiza el cálculo de los momentos flectores para la losa maciza mediante el uso de las tablas de Kalmatok. En este caso se utilizará la Tabla 15, que simula una losa apoyada en dos lados continuos y empotrada en los otros dos lados.

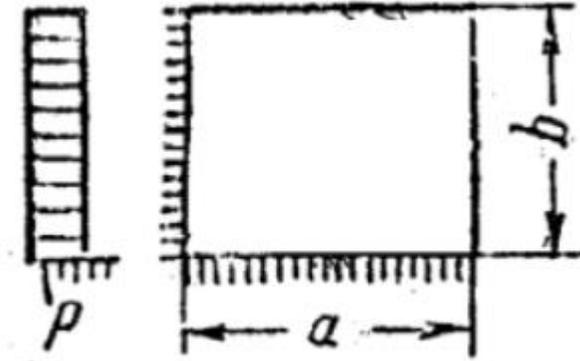


Imagen 6.6 Tabla 15 de Tablas de Kalmanok.

A continuación, se muestran los valores obtenidos de la Tabla 15 con un valor de “b/a=0.91”.

ω_{cp}	M_a^o	M_b^o	$M_{a\ cp}$	$M_{b\ cp}$
0.0025264	-0.070998	-0.076205	0.022734	0.028452

Tabla 6.5 Parámetros de la Tabla de Kalmanok.

Con estos valores se obtiene los siguientes resultados de momentos flectores para la losa:

Resultados	M_o	M_{cp}
	ton-m	ton-m
Eje a	-2.127	0.681
Eje b	-2.283	0.853

Tabla 6.6 Resultados de la Tabla de Kalmanok.

Para obtener mejores resultados que consideren la interacción con las losas de los lados se realiza un modelo con elementos finitos. A continuación, se muestra la distribución de momentos flectores y fuerzas cortantes para las secciones más críticas de las losas macizas que se encuentran ubicadas entre los ejes 2 y 3.

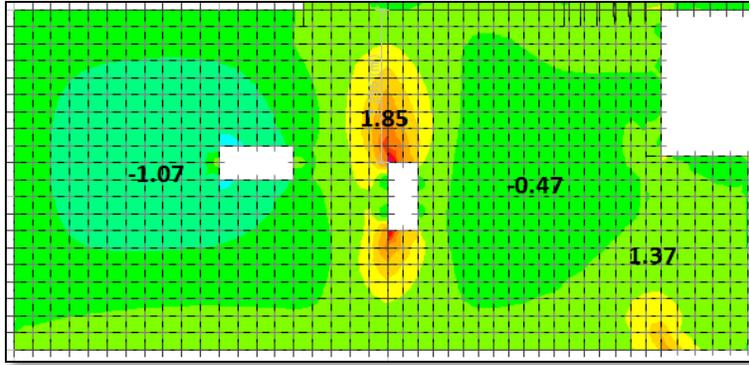


Imagen 6.7 Distribución de momentos en dirección X para de la losa entre los ejes 2 y 3.

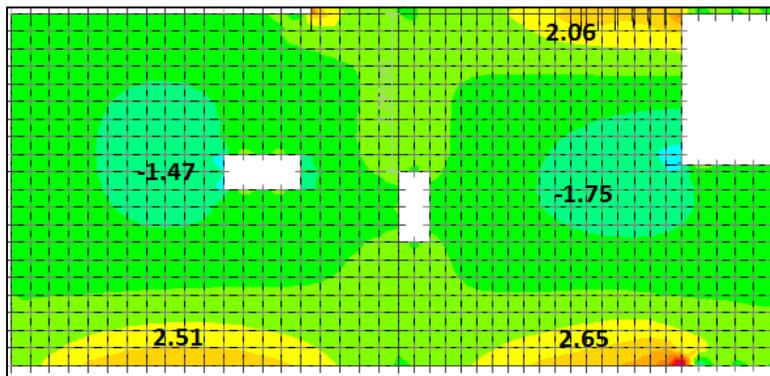


Imagen 6.8 Distribución de momentos en dirección Y para de la losa entre los ejes 2 y 3.

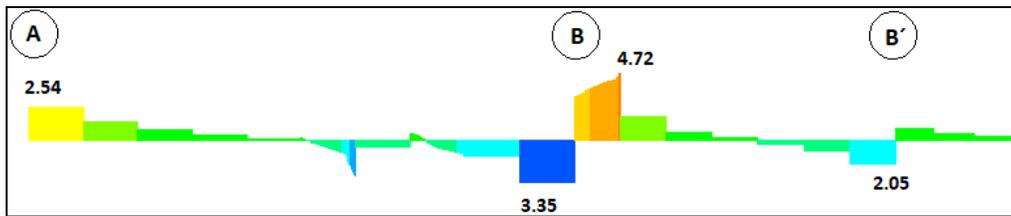


Imagen 6.9 Distribución de fuerzas cortantes en X de la zona más crítica.

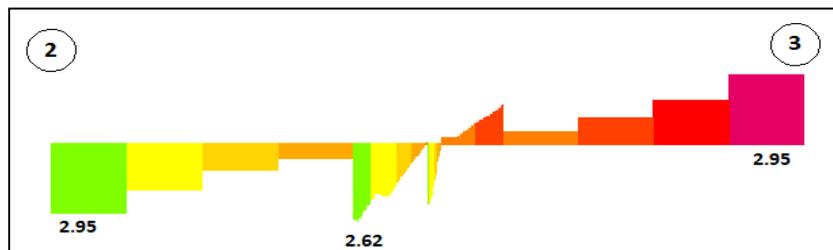


Imagen 6.10 Distribución de fuerzas cortantes en Y de la zona más crítica.

Los valores máximos para momentos flectores que se registran son de -1.07, +1.85 y +1.37 para la dirección en X, -1.47, -1.75, +2.65 y 2.51 para la dirección en Y, todos estos valores expresados en toneladas-metro. Por otro lado, las fuerzas cortantes máximas registradas son de +4.72 y 2.95 ambas expresadas en toneladas fuerza. Para el tramo entre los ejes B y B' se considera un armado en una sola dirección debido a que es una zona en bolado.

6.2.1 Diseño por flexión

Siguiendo el mismo procedimiento de las losas aligeradas, se calcula el acero mínimo para 1 metro de ancho. Se debe tomar en cuenta que para losas macizas con doble malla el acero mínimo inferior deberá ser, por lo menos, $0.0012 b \cdot h$.

$$A_{smin} = 0.0018(100)(20) = 3.6 \text{ cm}^2$$

Con este valor se decide distribuir el refuerzo mínimo de la siguiente manera:

Malla inferior: 3/8" @ 0.25cm con un área de acero de 2.84 cm²/m

Malla superior: 3/8" @ 0.40cm con un área de acero de 1.775 cm²/m

Para los momentos que requieren mayor cantidad de acero que el mínimo, se colocan bastones de refuerzo según lo demande el diseño. Como ejemplo se realizaron el diseño para los momentos más críticos, en este caso -1.85 ton-m.

Para $M_u = -1.75$ ton-m:

$$a = 17 - \sqrt{17^2 - \frac{2 * 1.75}{(0.85 \times 0.9 \times 210 \times 100)}} = 0.65 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{1.75}{(0.9 \times 4200 \times (17 - 0.65/2))} = 2.78 \text{ cm}^2$$

Finalmente, con los resultados obtenidos se decide colocar **bastones de ϕ 3/8" @ 40 cm** para cubrir la demanda de refuerzo, con ello la cantidad de acero sería de **3.55 cm²/m**.

6.2.2 Diseño por cortante

De la misma manera que en losas aligeradas se calculará un valor de ϕV_c , con el fin de comparar si este valor resulta mayor a las fuerzas cortantes últimas obtenidas en el programa. Para este caso se tomará la mayor fuerza cortante de la sección y dirección en análisis.

$$\varphi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 17$$

$$\varphi Vc = 11.098 \text{ ton}$$

Se puede observar que los valores de fuerza cortante en ambas losas no sobrepasan la máxima resistencia a cortante del concreto, con esto concluimos que el diseño satisface las demandas.

6.2.3 Condiciones de servicio

6.2.3.1 Control de fisuración

- El refuerzo en tracción de la losa maciza está conformado por 4ø3/8" cada metro, es decir un área de acero de 2.84 cm²/m y el valor del máximo momento flector de servicio es de 0.75ton-m. Con estos datos se halla el esfuerzo de acero en tracción "fs" con la siguiente expresión:

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)} = \frac{0.75}{(0.9 * 17 * 2.84)} = 1726.04 \text{ kg/cm}^2$$

- Se calcula el área efectiva del concreto en tracción para un ys = 3 cm.

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{\#barras} = \frac{2 * y_s * 100}{4} = 150 \text{ cm}^2$$

- Con los datos hallados se calcula el valor del parámetro "Z".

$$Z = f_s \sqrt[3]{d_c * A_{ct}} = 17426 * \sqrt[3]{3 * 150} = 13226.83 \text{ kg/cm}$$

Finalmente, se comprueba que el valor de "Z" está entre los parámetros indicados por la Norma E0.60
Z=13 226 kg/cm < 26 000 kg/cm.

6.2.3.2 Control de deflexiones

Para el control de deflexiones se analizará el tramo más crítico, para este caso la losa en volado que se encuentra entre los ejes 2 y 3.

- Se calcula la deflexión elástica inmediata en el extremo del volado.

$$\Delta i'_{cm} = 0.0005 \text{ m} \quad , \quad \Delta i'_{cv} = 0.0001 \text{ m} \quad , \quad \Delta i'_{30\%cv} = 0.00004 \text{ m}$$

- El punto de análisis para el momento de inercia se da en el punto más crítico, es decir la cara del volado, con ello tiene que la relación "I_g/I_e" es de 10.07

$$\Delta i_{cm} = 0.005 \text{ m} \quad , \quad \Delta i'_{cv} = 0.001 \text{ m} \quad , \quad \Delta i'_{30\%cv} = 0.0004 \text{ m}$$

- Para hallar las deflexiones diferidas se tiene que:

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.0018} = 1.84$$

$$\Delta d_{cm} = 0.092 \text{ m}$$

$$\Delta d_{cv} = 0.0018 \text{ m}$$

$$\Delta d_{30\%cv} = 0.00074 \text{ m}$$

- Finalmente, se calcula la deflexión media y la deflexión máxima de la losa.

$$\Delta m = \Delta d \text{ cm} + 0.3 * \Delta d_{cv} + \Delta i \text{ cm} = 0.015 \text{ m} = 1.5 \text{ cm}$$

En vista de que esta losa no soporta o está ligado a elementos no estructurales, el límite de deflexión es de “1/240” 0.541 cm, se plantea utilizar una contraflecha de 1.00 cm y cumplir así con la deflexión máxima permitida.

CAPÍTULO 7 – DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS

Las vigas son elementos estructurales que soportan las cargas de gravedad de la tabiquería, losas y otras vigas, para luego transmitir las a los elementos verticales, ya sea columnas o muros de corte. La unión de estas dos estructuras, vigas y columnas o vigas y placas, forman pórticos, los cuales aportan rigidez a la estructura y son los encargados de soportar los esfuerzos de sismo. Por ello, las vigas tienen que ser diseñadas considerando efectos de sismo y con un comportamiento dúctil para evitar las fallas frágiles.

7.1 Consideraciones para el diseño de vigas

Para el diseño de estos elementos, la Norma E.060, incluida en el capítulo 21, “Disposiciones especiales para el diseño”, señala lo siguiente:

- En todo el largo viga debe haber presencia de acero de refuerzo, dos barras en la zona superior y dos barras en la zona inferior.
- Evitar colocar empalmes traslapados a una distancia de 2 veces el peralte medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo tiene que ser mayor que un tercio de la resistencia momento negativo en dicha cara. Además, tanto la resistencia a momento positivo y negativo no tiene que ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento a lo largo de la viga.
- **Para la zona de confinamiento**, el primer estribo no deberá estar a más de 10 cm de distancia de la cara del elemento. Además, el espaciamiento de estribos no debe exceder las siguientes condiciones:
 - $d/4$, no es necesario menor de 10 cm.
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - 24 veces el diámetro del estribo.
 - 30cm.
- **Para la zona central**, los estribos deben estar separados a no más de $0.5d$.

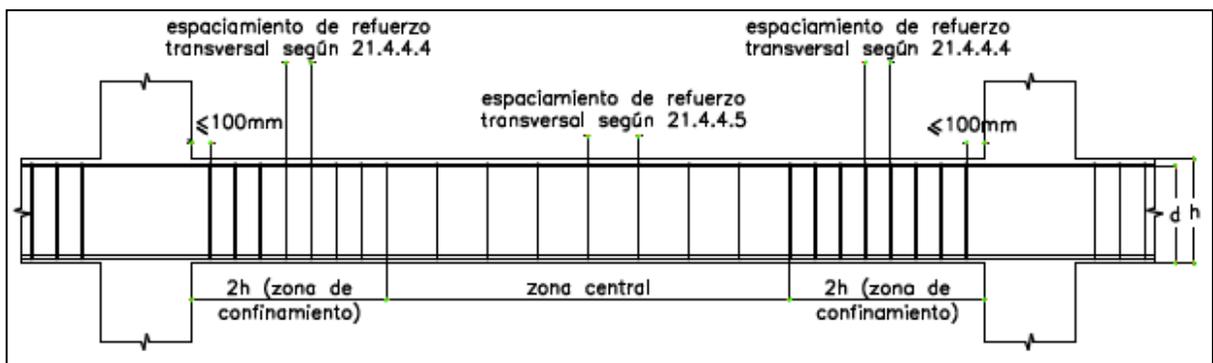


Imagen 7.1 Requerimiento de estribos en vigas (Norma E.060).

Los mayores esfuerzos de corte se dan en los extremos de las vigas, denominada zona de confinamiento. La norma señala que en esta zona el diseño de fuerza por cortante se realice tomando en cuenta las siguientes disposiciones:

- a) Se calcula la fuerza cortante última por capacidad mediante la fórmula que recomienda la norma E.060.

$$V_u = \frac{(Mn_d + Mn_i)}{l_n} + \frac{w_u * l_n}{2}$$

$$w_u = 1.25 * (w_m + w_v)$$

- b) Multiplicando por un factor de 2.5 a la cortante que es resultado combinación máxima de diseño.

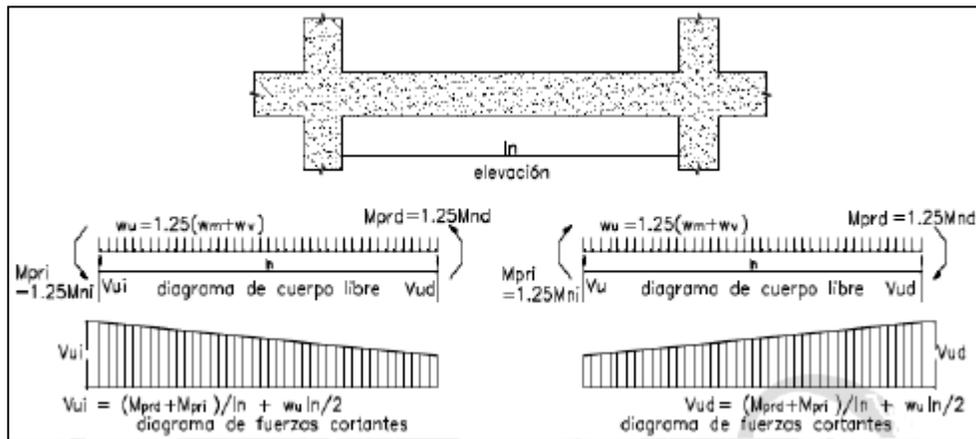


Imagen 7.2 Fuerza cortante de diseño en vigas (Norma E.060)

De estas dos maneras se elige el menor valor de V_u para calcular el espaciamiento en la zona de confinamiento.

7.2 Diseño de la viga sísmica V11

7.2.1 Diseño por flexión

Como ejemplo se trabajará el diseño de la viga V2 ubicada en el eje 2. Para esto se calculan todas las combinaciones de cargas que se presenten y se elegirá las combinaciones más críticas, de esta forma se creará una envolvente de cargas. A continuación, se muestra los diagramas de momento flector para carga viva, carga muerta, sismo en dirección X-X y sismo en dirección Y-Y expresados en ton-m.

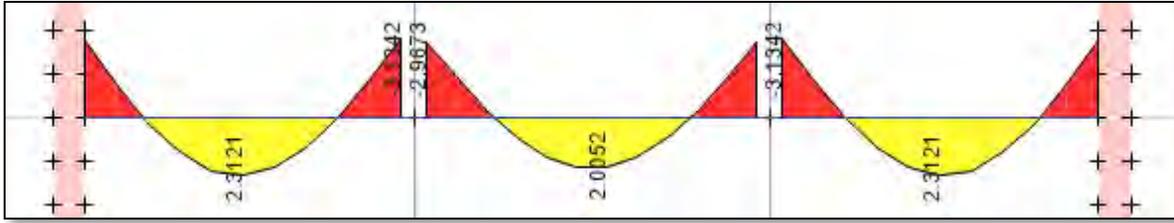


Imagen 7.1 Diagrama de momentos flectores V2 (carga muerta).

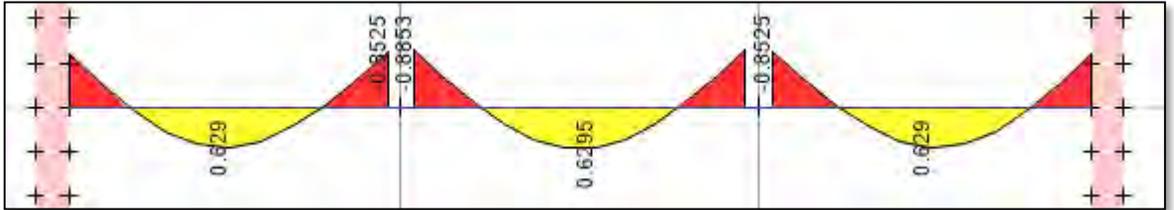


Imagen 7.2 Diagrama de momentos flectores V2 (carga viva).

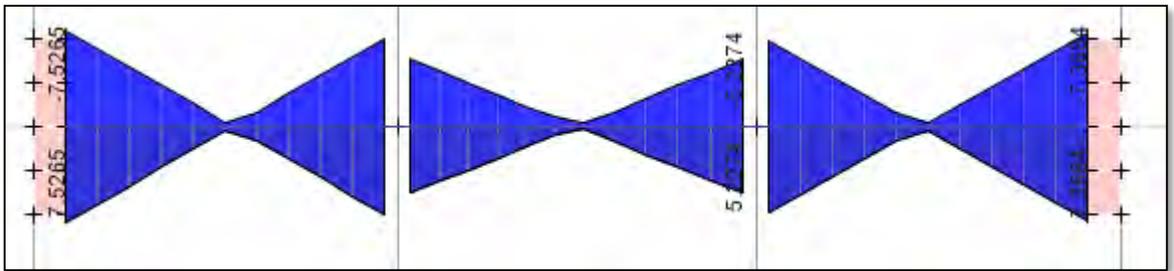


Imagen 7.3 Diagrama de momentos flectores V2 (sismo x-x).

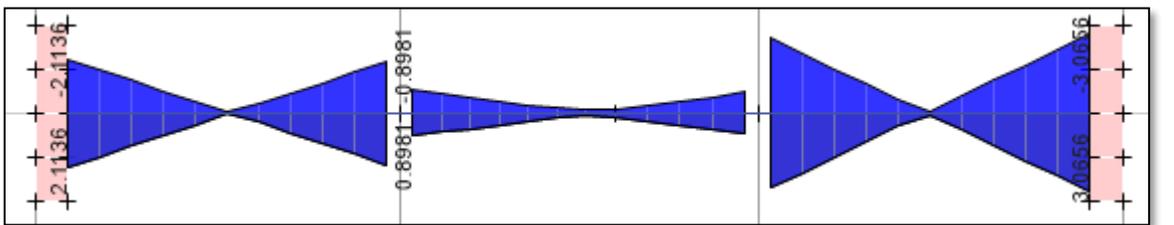


Imagen 7.4 Diagrama de momentos flectores V2 (sismo y-y).

En la siguiente tabla se presentan el resumen de todas las combinaciones de cargas y envolvente para el diseño a flexión.

Es importante asegurar la falla dúctil de la viga, es por ello que se calcula el acero mínimo y máximo mediante el siguiente procedimiento:

		Tramo1			Tramo2			Tramo3		
		M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
COMBINACIONES DE CARGAS (ton-m)	CM	3.037	2.262	3.133	2.967	2.001	2.967	3.134	2.286	3.038
	CV	0.816	0.601	0.853	0.885	0.629	0.885	0.853	0.625	0.816
	CSX	7.526	1.333	6.884	5.218	0.645	5.227	6.727	0.985	7.368
	CSY	2.136	0.512	2.016	0.896	0.511	0.807	2.918	0.136	3.066
	1.4CM+1.7CV	5.639	4.188	5.835	5.659	3.871	5.658	5.837	4.262	5.640
	1.25(CM+CV)±SX	12.342	4.911	11.866	10.033	3.932	10.042	11.710	4.623	12.186
	1.25(CM+CV)±SY	6.952	4.090	6.998	5.711	3.799	5.622	7.901	3.774	7.883
	0.9CM±SX	10.259	3.369	9.704	7.888	2.445	7.897	9.548	3.042	10.102
	0.9CM±SY	4.869	2.548	4.836	3.566	2.312	3.477	5.739	2.193	5.800
	ENVOLVENTE	12.342	4.911	11.866	10.033	3.932	10.042	11.710	4.623	12.186

Tabla 7.1 Cuadro de combinaciones de momento flector V2.

- Para una viga de .25x.50m se obtiene los siguientes valores:

$$As_{min} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 25 * 50 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$As_b = 0.85 * 210 * \frac{0.9 * 25.88 * 25}{4200}$$

$$As_{m\acute{a}x} = 0.75 * 23.37 = 17.53 \text{ cm}^2$$

Con los momentos más críticos en cada caso y el valor máximo y mínimo de acero, se halla el acero requerido por la viga.

Para Mu = 12.186 ton-m:

$$a = 44 - \sqrt{\frac{44^2 - 2 * 12.186}{(0.85 * 0.9 * 210 * 25)}} = 7.54 \text{ cm}$$

$$As = \frac{12.186}{(0.9 * 4200 * (44 - 7.54/2))} = 8.01 \text{ cm}^2$$

	Tramo1			Tramo2			Tramo3		
	M-	M+	M-	M-	M+	M-	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	12.342	4.911	11.866	10.033	3.932	10.042	11.71	4.623	12.186
a (cm)	7.65	2.87	7.32	6.1	2.28	6.11	7.22	2.7	7.54
As (cm2)	8.13	3.05	7.78	6.48	2.43	6.49	7.67	2.87	8.01
Φ	3φ3/4"	2φ3/4"	3φ3/4"	3φ3/4"	2φ5/8"	3φ3/4"	3φ3/4"	2φ5/8"	3φ3/4"
As instalado (cm2)	8.52	5.68	8.52	8.52	4	8.52	8.52	4	8.52
Mn (ton-m)	14.311	9.856	14.311	14.311	7.078	14.311	14.311	7.078	14.311

Tabla 7.2 Cuadro resumen de diseño a flexión de la viga V2.

7.2.2 Diseño por cortante

Las vigas son elementos que soportan fuerzas cortantes muy elevadas que no podrían ser soportados solo por la resistencia del concreto a corte. Es por ello que se requiere la presencia de estribos que soportaran parte de este exceso de carga. Se calcula la resistencia del concreto a corte para hallar la demanda de estribos.

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44 = 7.181 \text{ cm}^2$$

Las fuerzas que se toman para el diseño deben ser a una distancia “d” de la cara, dada esta aclaración se presenta la distribución de fuerzas cortantes y sus respectivas combinaciones con sismo.

	Tramo1		Tramo2		Tramo3	
	V izq	V der	V izq	V der	V izq	V der
CM	3.787	3.505	1.667	1.683	3.454	3.837
CV	1.045	0.893	0.003	0.003	0.875	1.064
CSX	2.911	2.911	1.960	1.960	3.037	3.037
CSY	1.157	1.157	0.493	0.493	0.512	0.512
1.4CM+1.7CV	7.079	6.425	2.339	2.361	6.323	7.180
1.25(CM+CV)±SX	8.951	8.408	4.047	4.067	8.448	9.163
1.25(CM+CV)±SY	7.197	6.654	2.581	2.601	5.923	6.638
0.9CM±SX	6.319	6.065	3.460	3.474	6.146	6.490
0.9CM±SY	4.565	4.311	1.993	2.008	3.620	3.965
ENVOLVENTE	8.951	8.408	4.047	4.067	8.448	9.163

Tabla 7.3. Cuadro de combinaciones de fuerza cortante V2.

Los mayores esfuerzos de corte se dan en los extremos de las vigas, estos reciben el nombre de zona de confinamiento. En esta zona se analizará la separación de los estribos tomando en cuenta las fuerzas cortantes mediante las siguientes dos maneras:

Se calcula la fuerza cortante última por capacidad del tramo 1 mediante la fórmula que recomienda la norma E.060.

$$w_u = 1.25 * (1.789 + 0.501) = 2.863 \text{ ton/m}$$

$$V_{ui} = \frac{(14.31 + 9.86)}{5.05} + \frac{2.863 * 5.05}{2}$$

$$\mathbf{V_{ui} = 12.014 \text{ ton}}$$

$$V_{ud} = \frac{(14.31 + 9.86)}{5.05} + \frac{2.863 * 5.05}{2}$$

$$\mathbf{V_{ud} = 12.014 \text{ ton}}$$

Calculando el cortante máximo debido a la siguiente combinación de carga:

$$\mathbf{CU_i = 2.5 * 8.951 = 22.378 \text{ ton}}$$

$$\mathbf{CU_d = 2.5 * 8.408 = 21.02 \text{ ton}}$$

De estas dos combinaciones se toma la menor de las fuerzas cortantes para realizar el diseño, es decir, 12.014 ton para ambos lados.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_{sid} = \frac{12.014}{0.85} - 7.181 = 5.686 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Se colocarán estribos de diámetro 3/8", con ello se obtiene un $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$.

$$S_{id} = \frac{1.42 * 4200 * 44}{5.686} = 46 \text{ cm}$$

A continuación, se muestra una tabla resumiendo los valores del espaciamiento en todos los tramos de la viga.

	Tramo 1		Tramo 2		Tramo 3	
Vu (d-i) (ton)	12.014	12.014	10.277	8.884	12.014	10.568
2.5*Vu (ton)	22.378	21.02	10.118	10.168	21.12	22.908
Vu diseño (ton)	12.014	12.014	10.118	8.884	12.014	10.568
Vs diseño (ton)	5.686	5.686	3.456	2.004	5.686	3.985
S diseño (cm)	46	46	76	131	46	66

Tabla 7.4 Tabla resumen de espaciamiento de estribos de la viga V2.

Con los resultados obtenidos se puede concluir que los espaciamientos de estribos estarán controlados por las disposiciones para el diseño sísmico de la norma E.030, en el que se menciona que el espaciamiento en la zona de confinamiento no debe ser menor a los siguientes valores:

- $d/4 = 44/4 = 11$, se toma el valor de **10 cm**.
- $10*db$ (barra longitudinal) = $10*1.91 = 19.1$, se toma el valor de **20 cm**.
- $24*db$ (estribo) = $24*0.95 = 22.8$, se toma el valor de **20 cm**.
- **30 cm**

La zona de confinamiento será de 1.00 m de largo. Para los estribos en la zona central se deben tomar espaciamientos que no sean mayores a $0.5d$, para el caso de la viga V2 **20cm**.

Dado el resultado de todo el diseño la distribución de estribos será de la siguiente manera: **1@0.05,9@0.10,Rto@0.20.**

7.2.3 Condiciones de servicio

7.2.3.1 Control de fisuración

Se procede a hallar el parámetro Z siguiendo los siguientes pasos:

- Con un acero de refuerzo en tracción de $2\phi 3/4"$ (5.68 cm^2) y peralte efectivo es de 44 cm se calcula el esfuerzo del acero.

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)} = \frac{4.81}{(0.9 * 44 * 5.68)} = 2138.46 \text{ kg/cm}^2$$

- Se calcula el área efectiva del concreto en tracción con un valor del centroide de refuerzo principal $y_s = 6 \text{ cm}$.

$$A_{ct} = \frac{2 * y_s * b}{\#barras} = \frac{2 * 6 * 25}{2} = 150 \text{ cm}$$

- Se halla el valor "Z" para comprobar que este sea menor que $26\ 000 \text{ kg/cm}$.

$$Z = fs \sqrt[3]{dc * Act} = 2138.46 * \sqrt[3]{3 * 150} = 20\ 646 \text{ kg/cm}$$

Se concluye que la viga cumple con el parámetro de control de fisuración

7.2.3.2 Control de deflexiones

Se calculan las deflexiones elásticas según mediante el programa ETABS:

$$\Delta i' \text{ cm} = 0.00078 \text{ m} \quad , \quad \Delta i \text{ cv} = 0.00023 \text{ m} \quad , \quad \Delta i \text{ 30\%cv} = 0.00008 \text{ m}$$

Obtenidos los momentos de inercia agrietada y momento de la sección bruta ($I_g = 293\ 224 \text{ cm}^4$), se calcula la inercia promedio con los valores de $I_{e2} = 68\ 947 \text{ cm}^4$ y $I_{e3} = 69\ 726 \text{ cm}^4$. Al tener un tramo continuo, la inercia promedio agrietada se halla mediante la siguiente expresión:

$$I_{e \text{ promedio}} = \frac{2I_{e2} + I_{e3}}{3} = \frac{207\ 620}{3} = 69\ 206 \text{ cm}^4$$

Se calculan las deflexiones agrietadas de la viga, sabiendo que la relación entre la inercia bruta y la inercia agrietada es de 4.25:

$$\Delta i \text{ cm} = 0.0033 \text{ m} \quad , \quad \Delta i' \text{ cv} = 0.00097 \text{ m} \quad , \quad \Delta i' \text{ 30\%cv} = 0.00034 \text{ m}$$

Con los siguientes valores $\xi = 2.0$ y $\rho' = 0.0045$.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.0045} = 1.629$$

$$\Delta \mathbf{dcm} = \lambda * \Delta \text{cm} = 0.0054$$

$$\Delta \mathbf{dcv} = \lambda * \Delta \text{cv} = 0.0015$$

$$\Delta \mathbf{d30\%cv} = \lambda * \Delta \text{30\%cv} = 0.0006$$

Con estos valores se calcula la deflexión máxima.

$$\Delta \mathbf{m} = \Delta \mathbf{d} \text{ cm} + 0.3 * \Delta \mathbf{d} \text{ cv} + \Delta i \text{ cm} = 0.0093 \text{ m} = 0.9 \text{ cm}$$

Se observa que la deflexión de la losa no sobrepasa la deflexión máxima indicada por la Norma E0.60, por lo que no se considera contra flechas en la viga.

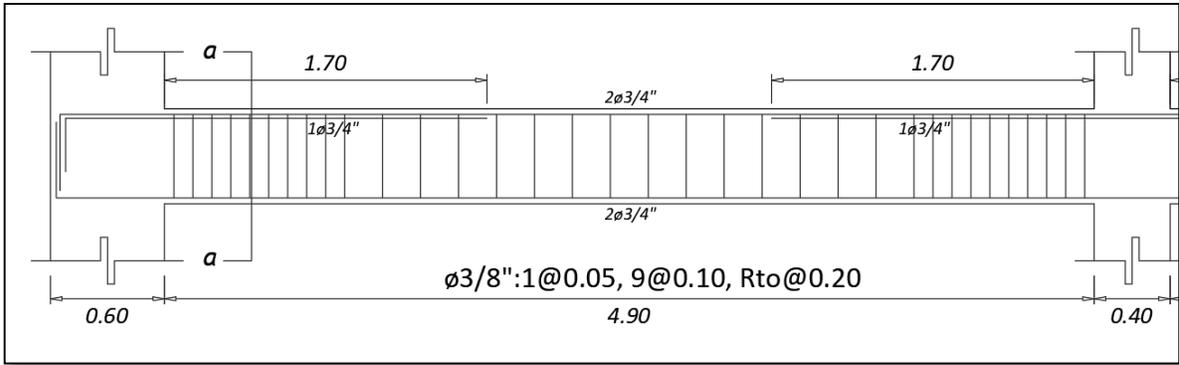


Imagen 7.5 Diseño del primer tramo de la viga V2.

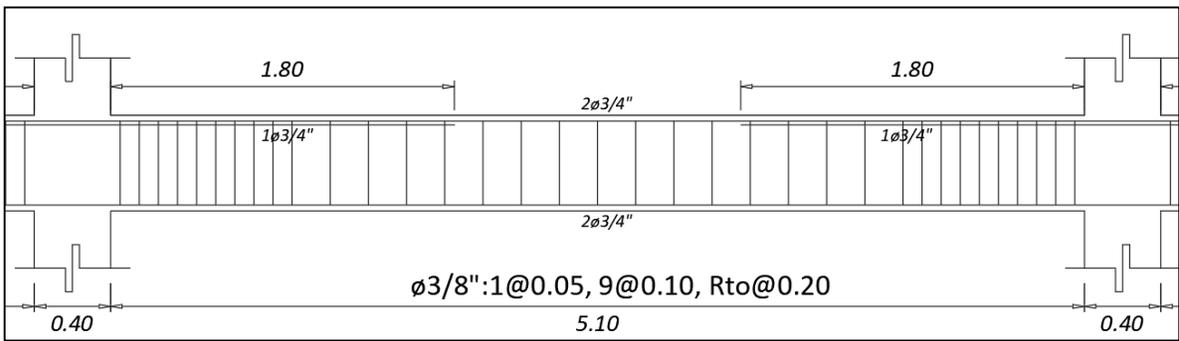


Imagen 7.6 Diseño del segundo tramo de la viga V2.

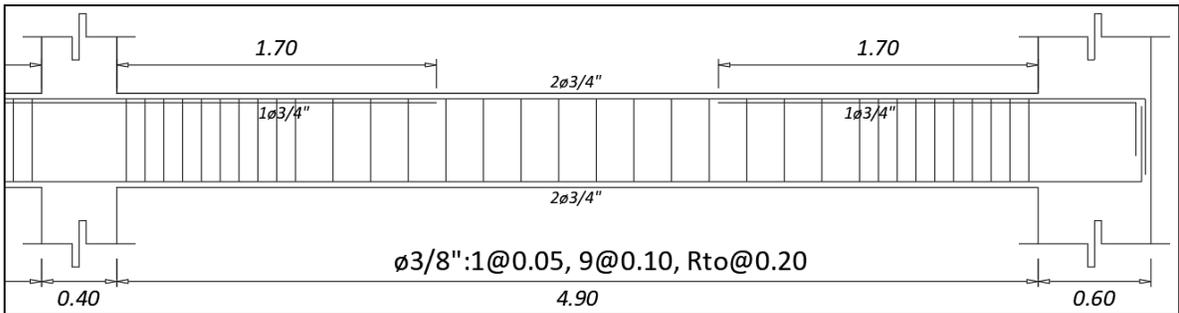


Imagen 7.7 Diseño del tercer tramo de la viga V2.

7.3 Diseño de la viga de gravedad VG 2

7.3.1 Diseño por flexión

Esta viga no llega a desarrollar el momento en los extremos, ya que no posee suficiente longitud de empotramiento. A continuación, se muestra los diagramas de momento flector para la viga, este diagrama es resultado de la combinación de cargas 1.4CM+1.7CV.

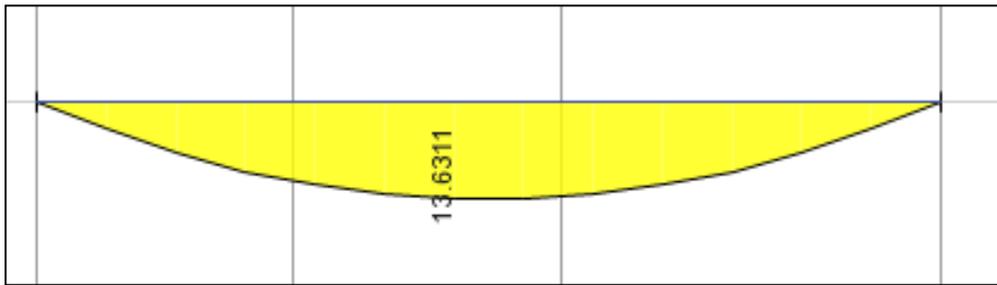


Imagen 7.8 Diagrama de momentos flectores (1.4CM+1.7CV) de la viga VG 2.

Se obtiene los valores mínimos y máximos para esta sección de viga.

$$A_{smin} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 25 * 50 = 2.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{smáx} = 0.75 * 23.37 = 17.53 \text{ cm}^2$$

Se calcula el acero requerido para un momento ultimo de 13.63 ton-m.

$$a = 44 - \sqrt{\frac{44^2 - 2 * 13.63}{(0.85 * 0.9 * 210 * 25)}} = 8.54 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{13.63}{(0.9 * 4200 * (44 - 8.54/2))} = 9.68 \text{ cm}^2$$

	Tramo1		
	M-	M+	M-
Mu (ton-m)	0	13.631	0
a (cm)	0	8.54	0
As (cm2)	0	9.08	0
∅	2∅3/4"	2∅3/4"+2∅5/8"	2∅3/4"
As instalado (cm2)	5.68	9.68	5.68
Mn (ton-m)	9.856	16.033	9.856

Tabla 7.5 Cuadro resumen de diseño a flexión de la viga VG 2.

7.3.2 Diseño por cortante

A continuación, se presenta el diagrama de fuerzas cortantes para la carga última 1.4CM+1.7CV.

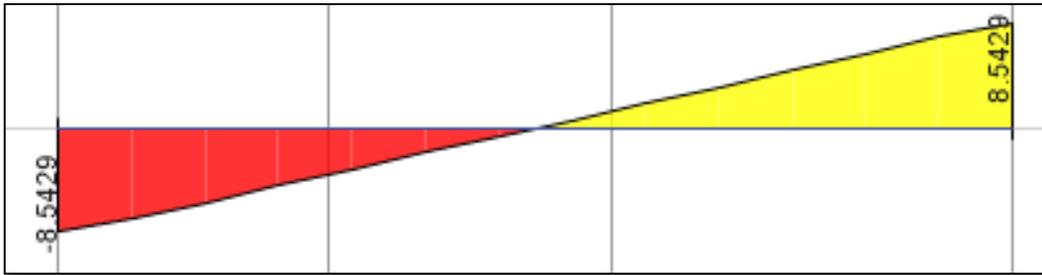


Imagen 7.9 Diagrama de fuerzas cortantes (1.4CM+1.7CV) de la viga VG2.

Se tiene que la resistencia al corte que proporciona el concreto está dada por la expresión:

$$\phi V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 44 = 7.181 \text{ cm}^2$$

Dado que la resistencia al concreto no es suficiente, se decide colocar estribos de refuerzo para para soportar la demanda de fuerza cortante.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c$$

$$V_{sid} = \frac{8.5429}{0.85} - 7.181 = 1.602 \text{ ton}$$

$$S = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Se colocarán estribos de diámetro 3/8", con ello se obtiene un $A_v = 1.42 \text{ cm}^2$.

$$S_{id} = \frac{1.42 * 4200 * 44}{1.602} = 164 \text{ cm}$$

Se decide color la siguiente distribución de estribos 1@0.05, Rto @0.20

7.3.3 Condiciones de servicio

7.3.3.1. Control de fisuración

- Para un refuerzo en tracción de $2\phi 3/4'' + 2\phi 5/8''$ (9.68 cm²) y un momento de servicio de 8.794 ton-m, se calcula lo siguiente:

$$f_s = \frac{M_s}{(0.9 * d * A_s)} = \frac{8.794}{(0.9 * 44 * 9.68)} = 2.294 \text{ kg/cm}^2$$

- Se calcula el área efectiva.

$$Act = \frac{2 * ys * b}{\#barras} = \frac{2 * 6 * 25}{4} = 75 \text{ cm}$$

- Se comprueba si el parámetro “Z” está entre los valores permitidos.

$$Z = fs \sqrt[3]{dc * Act} = 2\ 294 * \sqrt[3]{3 * 75} = 17\ 580 < 26\ 000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}}$$

7.3.3.2. Control de deflexiones

Mediante el software ETABS se calcula las deflexiones elásticas, las cuales se muestran a continuación.

$$\Delta i' \text{ cm} = 0.0031 \text{ m} \quad , \quad \Delta i' \text{ cv} = 0.00051 \text{ m} \quad , \quad \Delta i' 30\% \text{cv} = 0.00017 \text{ m}$$

Dado que la viga se idealiza como apoyos simples en los dos extremos, la inercia efectiva a grietada se calcula en el medio de la viga. Se tiene que la inercia bruta es $I_g=304\ 776 \text{ cm}^4$ y la inercia agrietada es $I_{cr}=106\ 746 \text{ cm}^4$. Para hallar la deflexión de la sección fisurada se multiplica la deflexión elástica por la relación entre inercia bruta e inercia agrietada ($I_g/I_{cr}=2.855$).

$$\Delta i \text{ cm} = 0.0089 \text{ m} \quad , \quad \Delta i \text{ cv} = 0.0015 \text{ m} \quad , \quad \Delta i 30\% \text{cv} = 0.0005 \text{ m}$$

Con los siguientes valores $\xi=2.0$ y $\rho'=0.0077$.

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50 * 0.0077} = 1.441$$

$$\Delta \mathbf{dcm} = \lambda * \Delta \text{cm} = 0.01276$$

$$\Delta \mathbf{dcv} = \lambda * \Delta \text{cv} = 0.0021$$

$$\Delta \mathbf{d30\%cv} = \lambda * \Delta 30\% \text{cv} = 0.0007$$

Con estos valores se calcula la deflexión máxima.

$$\Delta \mathbf{m} = \Delta \mathbf{d} \text{ cm} + 0.3 * \Delta \mathbf{d} \text{ cv} + \Delta i \text{ cm} = 0.0223 \text{ m} = 2.23 \text{ cm}$$

La deflexión máxima permitida según la Norma E0.60 es de $L/480$ ($620/480=1.29 \text{ cm}$). Se observa que la deflexión sobrepasa este valor, por lo que se plantea realizar una contraflecha de **1.00 cm** para cumplir con lo establecido.

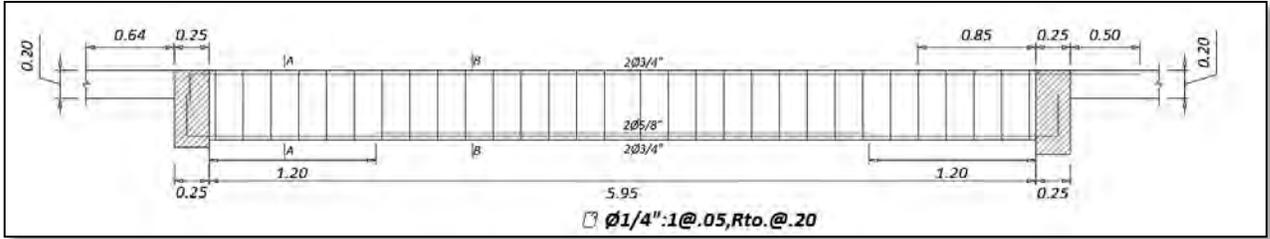


Imagen 7.10 Diseño de la viga VG2.

CAPITULO 8 – DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales encargados de soportar las cargas transmitidas por las vigas, estas a su vez las dirigen a la cimentación de la estructura. Como ya se había mencionado en el capítulo de diseño de vigas, estos elementos trabajan en conjunto con las vigas para formar pórticos los cuales aportan la rigidez lateral a la estructura.

Para el caso de estos elementos se consideran las fuerzas axiales y los momentos flectores actuando simultáneamente, a este efecto se le denomina flexo compresión. Para ello, la norma E.060 determina una serie de reglamentos para el diseño.

8.1 Consideraciones para el diseño de columnas

Se debe tomar las siguientes consideraciones para el diseño de las columnas:

- La cuantía debe estar entre valores de 1 a 6%. Cuando se tiene una cuantía mayor a 4% los planos deberán incluir detalles constructivos en la unión viga-columna.
- Se recomienda que las dimensiones de la columna serán menores que 25cm.
- La resistencia a la compresión del concreto tiene que ser como mínimo $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y como máximo 550 kg/cm^2 .
- La relación entre las dimensiones de la columna no debe ser menor a 0.4.

Por otro lado, el capítulo 21 de la norma E.060 indica que, para edificios con sistema estructural de muros o dual tipo I se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- Los espaciamientos de estribos de confinamiento no deben exceder los siguientes valores:
 - Ocho veces el menor diámetro del refuerzo longitudinal.
 - Un medio de la menor dimensión de la sección transversal.
 - 10cm.
- La longitud de estribos de confinamiento “Lo” tendrá que ser mayor que los siguientes valores:
 - La mayor dimensión de la sección transversal.
 - Un sexto de la luz libre de la columna.
 - 50cm.
- La separación mínima en el resto de la columna es el mínimo de estos valores:
 - 30cm.
 - 16 veces el menor diámetro de la barra longitudinal.
 - 48 veces el diámetro de la barra de estribo.
 - Lado menor de la columna.
- El espaciamiento entre estribos no debe ser mayor a $d/2$ (menor dimensión).

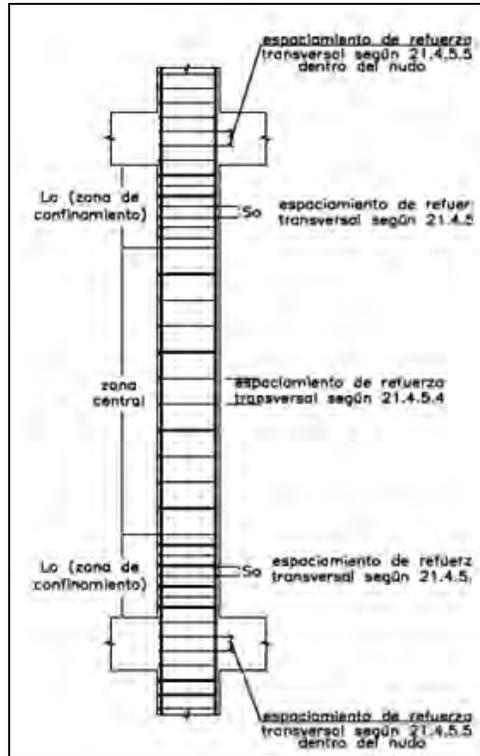


Imagen 8.1: Requerimientos de estribos en columnas (Norma E.060).

Dado que la columna es un elemento sismo resistente, la norma señala que la cortante de diseño V_u debe darse por el menor valor obtenido por las siguientes dos expresiones:

- $V_u = \frac{(Mn_s + Mn_i)}{h_n}$
- Multiplicando por un factor de amplificación de 2.5 al cortante máximo de las combinaciones de carga de diseño.

Se calcula el valor de los momentos nominales Mn en cada extremo. Estos deberán estar asociados a la fuerza axial P_u que dé como respuesta el máximo momento nominal posible.

Se debe amplificar carga de sismo por 2,5 y trabajar con las combinaciones de cargas respectivas.

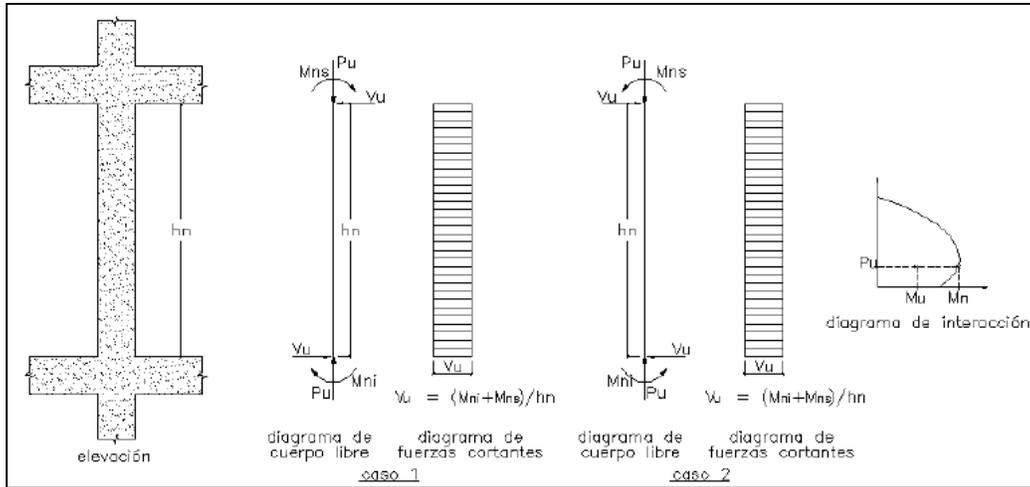


Imagen 8.2: Fuerza cortante de diseño en columnas (Norma E.060).

8.2 Efectos de esbeltez

Para realizar la verificación de pandeo en las columnas se debe hallar la carga crítica de pandeo “ P_{cr} ”, el cual debe dar valores mayores a $1.66P_u$ (fuerza axial amplificada) para no considerar efectos de segundo orden.

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * \left(\frac{0.4}{1 + \beta d}\right) * I_g \approx \left(\frac{\pi}{h}\right)^2 * E * (0.225I_g)$$

Donde:

- h : altura libre de la columna
- E : módulo de elasticidad
- I_g : inercia bruta de la columna

Como ejemplo se realizará la comprobación por pandeo para la columna C1

Para C1 con $P_u = 311$ ton

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{3.9}\right)^2 * 2 * 10^6 * (0.225 * 0.00373) = 1184 \text{ ton}$$

$$\phi P_{cr} = 0.7 * 1184 = 829 \text{ ton}$$

$$\frac{\phi P_{cr}}{P_u} = \frac{829}{311} = 2.65$$

Dado que la relación entre ϕP_{cr} y P_u es mayor a 1.66, se comprueba que la columna no tendrá efectos provocados por el pandeo.

8.3 Diseño por flexocompresión

8.3.1 Columna C1

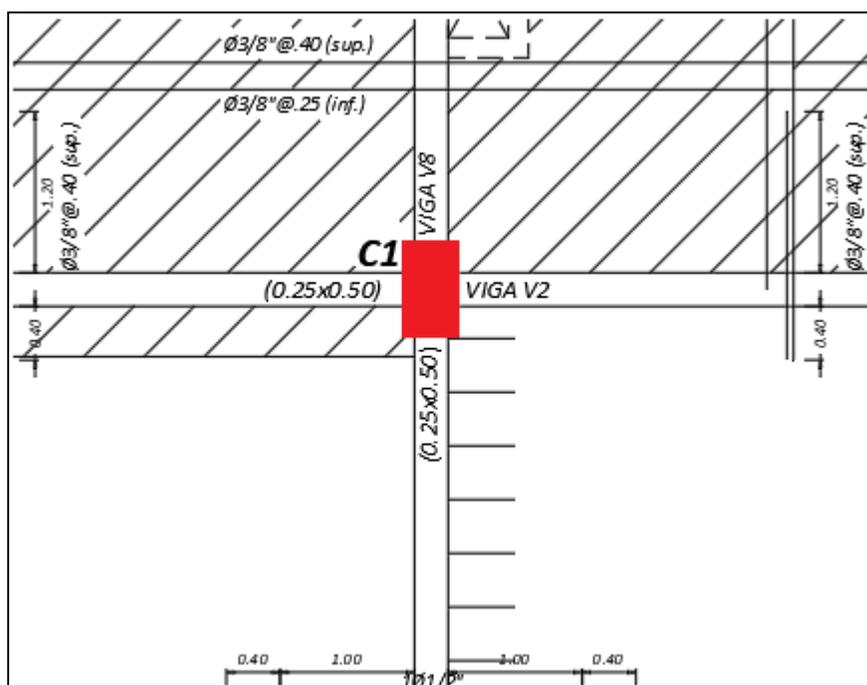


Imagen 8.3 Columna interior C1 con dimensiones 0.40 x 0.70 m.

A continuación, se muestra todas las cargas que reaccionan sobre la columna.

	P (tonf)	Vx (tonf)	Vy (tonf)	My (tonf-m)	Mx (tonf-m)
CM	163.440	0.277	0.045	0.024	0.411
CV	48.872	0.265	0.035	0.033	0.358
CSX	1.644	0.332	1.548	4.169	1.072
CSY	5.241	1.201	0.244	0.641	4.548

Tabla 8.1 Fuerzas y momentos sobre la columna C1.

Con estos datos se procede a hallar las combinaciones de carga para el eje X e Y.

<u>X</u>	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM+1.7CV	311.898	0.090
1.25(CM+CV)+CSX	267.033	4.240
1.25(C+CV)-CSX	263.746	-4.098
0.9CM+CSX	148.739	4.190
0.9CM-CSX	145.452	-4.148

Tabla 8.2 Combinaciones de carga de la columna C1 para el eje X.

<u>Y</u>	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM+1.7CV	311.898	1.184
1.25(CM+CV)+CSY	270.631	5.509
1.25(C+CV)-CSY	260.149	-3.586
0.9CM+CSY	152.337	4.918
0.9CM-CSY	141.855	-4.177

Tabla 8.3 Combinaciones de carga de la columna C1 para el eje Y.

Para esta columna se asume un refuerzo de 12 ϕ 3/4" que da una cuantía de 1.22%, posteriormente se verificará si esta cuantía es suficiente o si es necesario un aumento refuerzo.

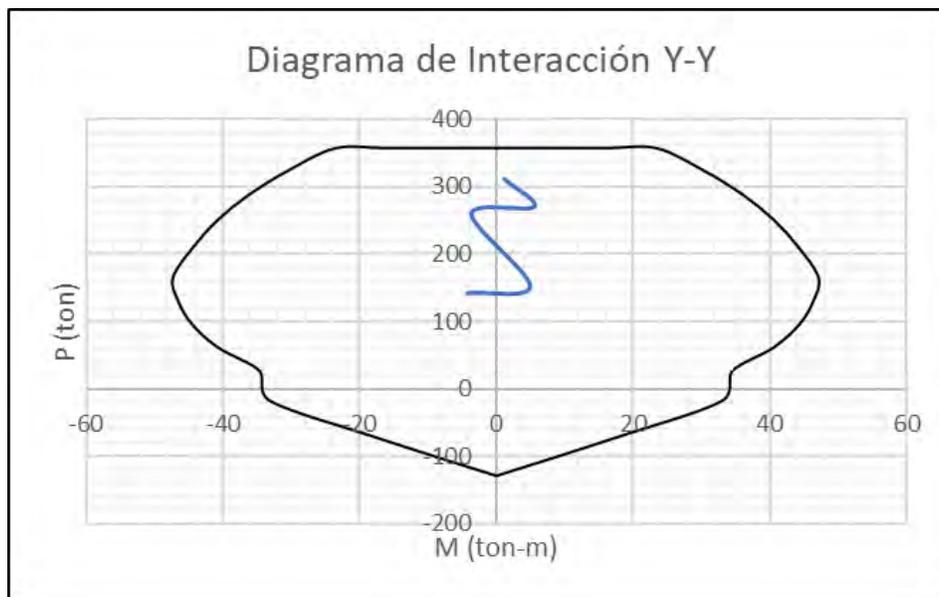


Imagen 8.4 Diagrama de interacción de la columna C1 para el eje Y.

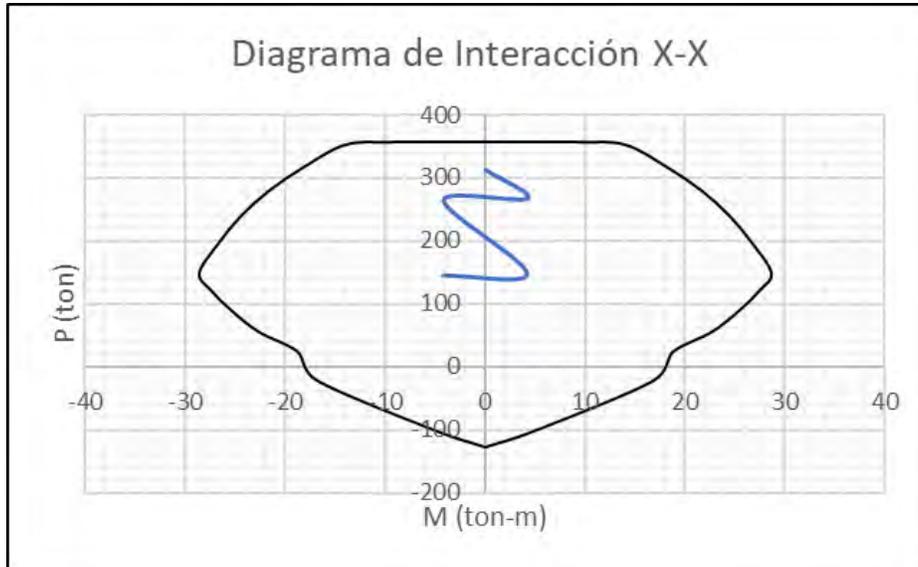


Imagen 8.5 Diagrama de interacción de la columna C1 para el eje X.

Dado que el refuerzo asumido cumple con las demandas de fuerzas y momentos, la distribución de acero longitudinal será de la siguiente manera:

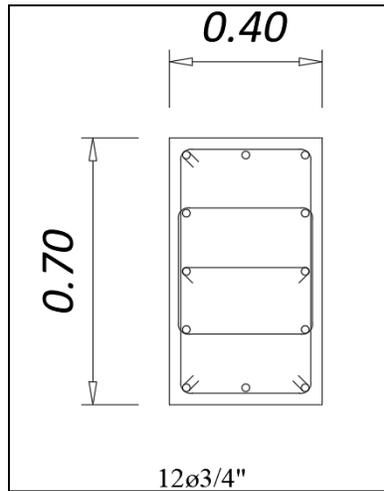


Imagen 8.6 Distribución de acero longitudinal de la columna C2 en el primer piso.

8.3.2 Columna C2

De esta misma manera se analiza las reacciones para el piso 4, con el fin de disminuir la cuantía de acero. Para este piso se tiene las siguientes combinaciones de carga:

<u>X</u>	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM+1.7CV	178.363	-0.144
1.25(CM+CV)+CSX	187.357	3.015
1.25(C+CV)-CSX	118.826	-3.290
0.9CM+CSX	123.790	3.026
0.9CM-CSX	55.259	-3.279

Tabla 8.4 Combinaciones de carga de la columna C2 para el eje X.

<u>Y</u>	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM+1.7CV	178.363	2.381
1.25(CM+CV)+CSY	159.975	5.262
1.25(C+CV)-CSY	146.208	-1.197
0.9CM+CSY	96.409	4.379
0.9CM-CSY	82.641	-2.080

Tabla 8.5 Combinaciones de carga de la columna C2 para el eje Y.

Dado que las reacciones en este este piso son bajas, se asume una cuantía mínima de 1.14% para el armado de esta columna, siendo los aceros de refuerzo $4 \phi 3/4'' + 8 \phi 5/8''$. Se hallan los diagramas de interacción de esta nueva sección para comprobar si las reacciones se encuentran dentro de estas.

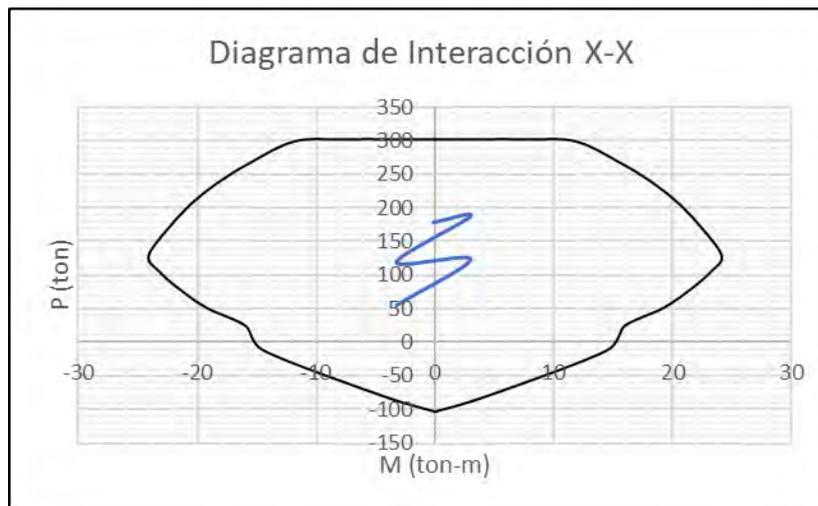


Imagen 8.6 Diagrama de interacción de la columna C2 para el eje X.

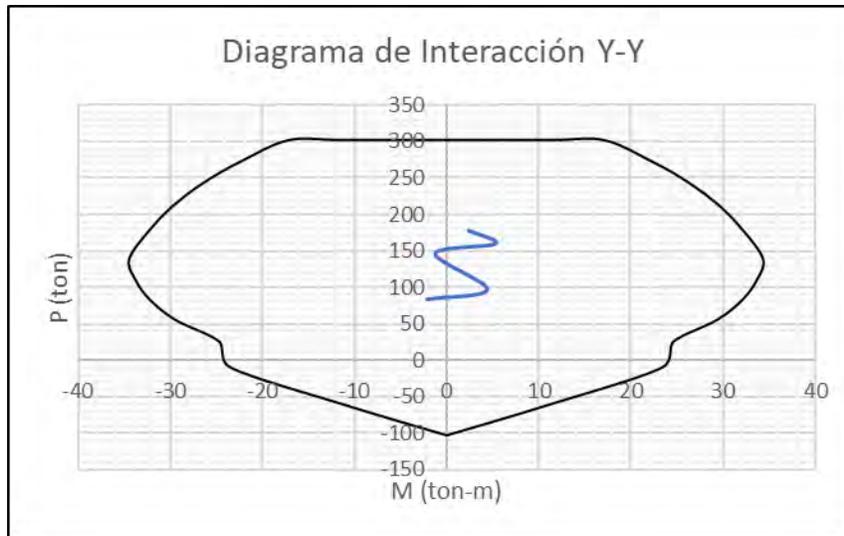


Imagen 8.7 Diagrama de interacción de la columna C2 para el eje Y.

En vista de que el acero de refuerzo cumple con las demandas de carga axial y momento flector, se utiliza la siguiente distribución de acero:

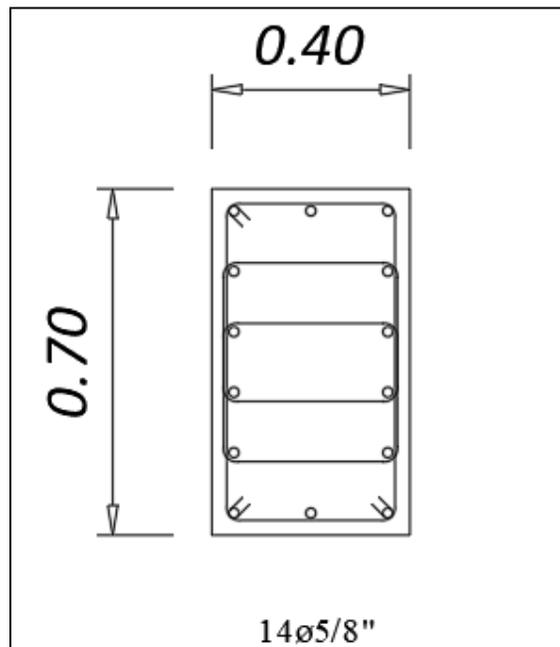


Imagen 8.8 Distribución de acero longitudinal de la columna C2 en el piso 4.

8.4 Diseño por cortante

Para hallar fuerza cortante de concreto, fuerza cortante del acero de refuerzo y el espaciamiento de estribos las columnas, se utilizan las siguientes fórmulas:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{Nu}{140Ag}\right) * bw * d$$

$$V_s = \frac{Vu}{\phi} - V_c$$

$$s = \frac{Av * fy * d}{V_s}$$

Con el fin de evitar una falla frágil se realiza el diseño por capacidad, es decir, se utilizará para el diseño los valores de fuerza cortante hallados según el capítulo 21 de la Norma E0.60. Para hallar las fuerzas nominales en la parte superior e inferior de la columna, se utiliza el diagrama de interacción hallado en el diseño por flexocompresión.

8.4.1 Columna 1

	Pu (ton)	Mn (ton.m)	2*Mn/h (ton)	2.5*Vu (ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1.4D+1.7L	178.363	39.310	20.159	4.555	4.555	25.396	-20.038	-
1.25(D+L)+Sx	187.357	40.620	20.831	4.948	4.948	25.840	-20.019	-
1.25(D+L)-Sx	118.826	35.610	18.262	2.833	2.833	22.457	-19.124	-
0.9D+Sx	123.790	36.021	18.472	3.267	3.267	22.702	-18.858	-
0.9D-Sx	55.259	30.150	15.462	1.152	1.152	19.318	-17.963	-
1.25(D+L)+Sy	159.975	65.500	33.590	0.214	0.214	25.395	-25.144	-
1.25(D+L)-Sy	146.208	64.210	32.928	-0.539	0.539	24.690	-24.056	-
0.9D+Sy	96.409	58.610	30.056	0.186	0.186	22.141	-21.922	-
0.9D-Sy	82.641	57.280	29.374	-0.567	0.567	21.436	-20.768	-

Tabla 8.6 Resumen del diseño por cortante.

Se puede observar en la Tabla 8.6 que la columna no posee grandes fuerzas cortantes, por lo que la resistencia al corte del concreto es suficiente para resistir los esfuerzos por corte. Por lo tanto, los valores de espaciamiento se deben analizar según el capítulo 21 de la Norma E0.60.

Para el espaciamiento en la zona de confinamiento se debe tomar el menor valor de las siguientes expresiones:

- $8 \cdot db = 8 \cdot 0.71 = 15.24 \text{ cm}$
- $0.5 \cdot (\text{menor dimensión}) = 0.5 \cdot 40 = 20 \text{ cm}$
- 10 cm

El espaciamiento que se utilizará en la zona de confinamiento será de 10 cm y la primera separación será de 5 cm.

Para calcular la longitud de confinamiento de la columna se utilizará el mayor valor de las siguientes expresiones:

- $L/6 = 390/6 = 65 \text{ cm}$
- (mayor dimensión) = 70 cm
- 50 cm

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento deberá ser menor al hallado por fuerza cortante y menor a 300 mm, además deberá cumplir con los capítulos 7.1 y 11.5.5.1 de la Norma E0.60.

- $16db = 45.72 \text{ cm}$
- $48de = 30.48$
- 30 cm
- $b = 40 \text{ cm}$

Por consiguiente, tenemos que la distribución de estribos será la siguiente:

1 @ 0.05; 7 @ 0.10, Resto @ 0.30.

8.4.2 Columna 2

	Pu (ton)	Mn (ton.m)	2*Mn/h (ton)	2.5*Vu (ton)	Vu (ton)	Vc (ton)	Vs (ton)	S (cm)
1.4D+1.7L	178.363	34.600	17.744	4.555	4.555	25.396	-20.038	-
1.25(D+L)+Sx	187.357	35.400	18.154	4.948	4.948	25.840	-20.019	-
1.25(D+L)-Sx	118.826	34.160	17.518	2.833	2.833	22.457	-19.124	-
0.9D+Sx	123.790	29.400	15.077	3.267	3.267	22.702	-18.858	-
0.9D-Sx	55.259	28.300	14.513	1.152	1.152	19.318	-17.963	-
1.25(D+L)+Sy	159.975	48.800	25.026	0.214	0.214	25.395	-25.144	-
1.25(D+L)-Sy	146.208	45.800	23.487	-0.539	0.539	24.690	-24.056	-
0.9D+Sy	96.409	16.400	8.410	0.186	0.186	22.141	-21.922	-
0.9D-Sy	82.641	39.500	20.256	-0.567	0.567	21.436	-20.768	-

Tabla 8.6 Resumen del diseño por cortante.

Para el espaciamiento en la zona de confinamiento se toma el menor valor de estas expresiones:

- $8 \cdot db = 8 \cdot 0.71 = 15.24 \text{ cm}$
- $0.5 \cdot (\text{menor dimensión}) = 0.5 \cdot 40 = 20 \text{ cm}$
- 10 cm

Para calcular la longitud de confinamiento de la columna se utilizará el mayor valor de las siguientes expresiones:

- $L/6 = 390/6 = 65 \text{ cm}$
- $(\text{mayor dimensión}) = 60 \text{ cm}$
- 50 cm

El espaciamiento fuera de la longitud de confinamiento se da por el menor valor hallado por fuerza cortante y las siguientes expresiones:

- $16db = 45.72 \text{ cm}$
- $48de = 30.48$
- 30 cm
- $b = 40 \text{ cm}$

Por consiguiente, tenemos que la distribución de estribos será la siguiente:

1 @ 0.05; 6 @ 0.10, Resto @ 0.30.

CAPITULO 9 – DISEÑO DE PLACAS

Las placas son elementos verticales llamados también muros de corte, estos se caracterizan por aportar a la estructura gran cantidad de rigidez y resistencia, es por ello que estos elementos controlan los desplazamientos laterales y reciben grandes fuerzas sísmicas. Según su relación de altura y longitud, estos elementos se pueden clasificar como muro esbelto ($H/L > 2$) y muros bajos ($H/L < 2$). Actualmente no existe una norma que indique un criterio para distinguir entre un muro y una columna, no obstante, el comportamiento de estos, estructuralmente hablando, son muy diferentes, una clara distinción es que el diagrama de momento flector de un muro tiene las características de una viga en voladizo, sin ningún punto de inflexión, en cambio las columnas presentan puntos de inflexión en la mitad de los entrepisos.

9.1 Consideraciones para el diseño de placas

La norma E0.60 señala en los capítulos 14 y 21 disposiciones para el diseño de muros de concreto armado.

- El espesor mínimo en placas se dará por el máximo de los siguientes valores:
 - 1/25 de la altura libre.
 - 15 cm.
- Las cuantías mínimas se calculan con la siguiente expresión:
 - $\rho h = 0.0025$
 - $\rho v = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{hm}{lm})(\rho h - 0.0025)$
- Si la cortante en la placa es muy baja ($Vu \leq 0.5\phi * Vc$), las cuantías mínimas pueden disminuir:
 - $\rho v = 0.0015$
 - $\rho h = 0.0020$
- El espaciamiento máximo del refuerzo horizontal y vertical se dará por el menor valor entre tres veces el espesor y 40 cm.
- Se deberá utilizar más de una malla de refuerzo cuando el espesor del muro sea mayor o igual a 200mm o cuando la fuerza cortante exceda a $Vu \geq 0.53\sqrt{f'c} * Acv$.
- Si la cuantía vertical en el alma del muro excede al 1%, es necesario colocar estribos para confinar dicho refuerzo.
- La se deberá tener una cortante mayor al que puede resistir el concreto, independientemente del refuerzo que tenga.
 - $Vn \leq 2.65 * \sqrt{f'c} * tm * d$
- El peralte efectivo de la placa puede representarse por 0.8 la longitud de esta.
- La resistencia máxima a corte está dada por $Vc = \alpha c * \sqrt{f'c} * Acw$, donde:
 - $\alpha c = 0.8$ para $\frac{hm}{lm} \leq 1.5$
 - $\alpha c = 0.53$ para $\frac{hm}{lm} \geq 2$

- $0.53 < \alpha c < 0.8$ para $1.5 \leq \frac{hm}{lm} \leq 2$
- Para el diseño por capacidad la norma señala que la fuerza cortante debe ser multiplicada por un factor de sobrerresistencia a flexión, en el cual se calcula dividiendo el momento nominal entre el momento ultimo de diseño (M_n/M_u).
- Según la Norma E0.30 en el artículo 34, todos los elementos que tomen más del 30% del total de la fuerza cortante horizontal tendrán una amplificación de 1.25 en dicha fuerza.
- Se debe usar elementos de borde especial cuando se cumpla la siguiente expresión:

$$c \geq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{hm}\right)}$$

- La longitud mínima de los elementos de borde está definida por el mayor valor de $c/2$ y $c-0.1l_w$.
- Se deberá confinar de manera especial desde la sección crítica hasta una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $M_u/4V_u$.
- El espesor del elemento de borde especial debe ser como mínimo 15 cm.
- El espaciamiento de los estribos de confinamiento especial no deberá exceder el menor valor de las siguientes expresiones:
 - $8*db$
 - Menor dimensión de la sección transversal
 - 25 cm
- Para el caso del espaciamiento en los bordes simples se tiene lo siguiente:
 - $12*db$
 - Menor dimensión de la sección transversal
 - 25 cm

9.2 Diseño por flexocompresión

9.2.1 Ejemplo 1 – PL 5

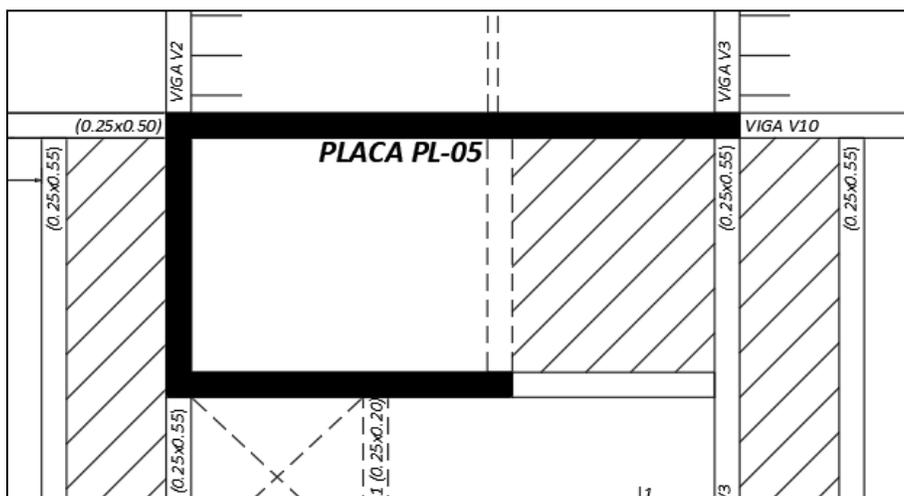


Imagen 9.1 Placa PL 5 ubicado entre los ejes 5 y 6.

Con ayuda de ETABS se calcula una cuantía requerida para esta placa, considerando una distribución uniforme de refuerzo en todo el muro, una vez obtenida la cuantía se realiza una redistribución del acero considerando una longitud del 10% del muro como longitud de borde. De tal manera se tiene la siguiente cuantía y distribución de refuerzo vertical para el área confinada y para el alma del muro (cuantía mínima), ambos distribuidos en dos mallas, ya que el espesor de la placa es mayor a 20 cm. Se debe comprobar si esta cuantía y distribución satisface las demandas del muro.

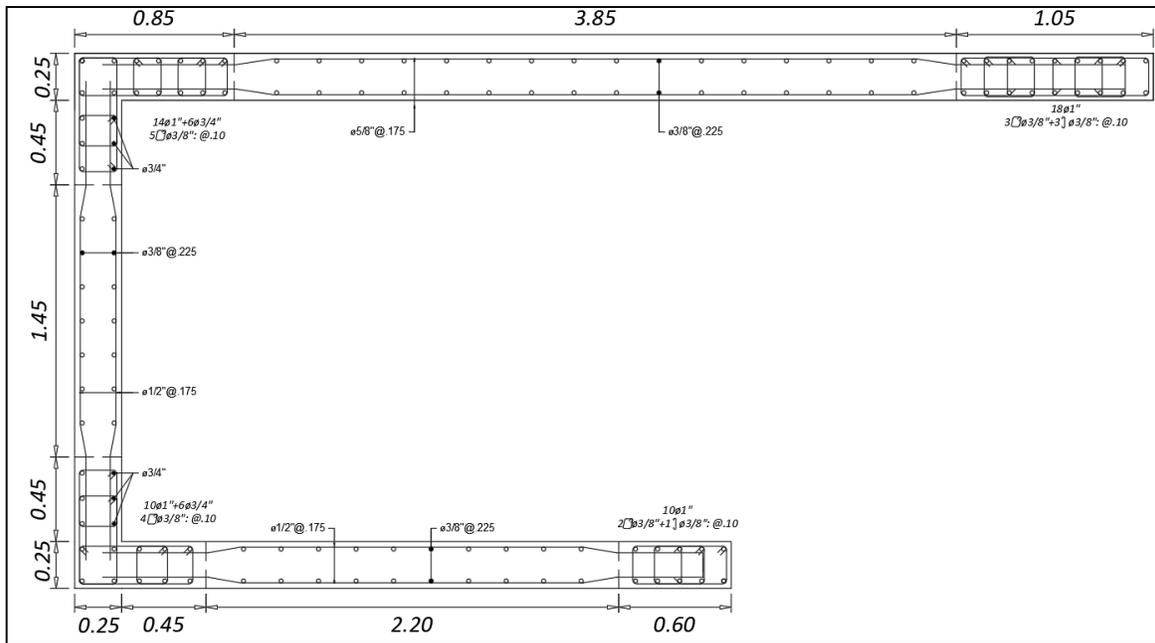


Imagen 9.2 Distribución del refuerzo en la placa PL 5.

A continuación, se muestra las cargas y combinaciones de diseño de la placa PL 5.

<u>X</u>	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM+1.7CV	-572.012	210.440
1.25(CM+CV)+CSX	-459.051	2780.246
1.25(CM+CV)-CSX	-527.399	-2424.032
0.9CM+CSX	-262.150	2697.494
0.9CM-CSX	-330.497	-2506.784

Tabla 9.1 Combinación de cargas de la placa PL 5 en el eje X.

<u>X</u>	Pu (ton)	Mu (ton-m)
1.4CM+1.7CV	572.012	114.798
1.25(CM+CV)+CSX	471.635	793.165
1.25(CM+CV)-CSX	514.815	-599.462
0.9CM+CSX	274.733	747.074
0.9CM-CSX	317.914	-645.553

Tabla 9.2 Combinación de cargas de la placa PL 5 en el eje Y.

Se desarrolla el diagrama de interacción para el eje X (eje principal) con el fin de comprobar que los valores dados en las combinaciones de carga estén dentro de la curva.

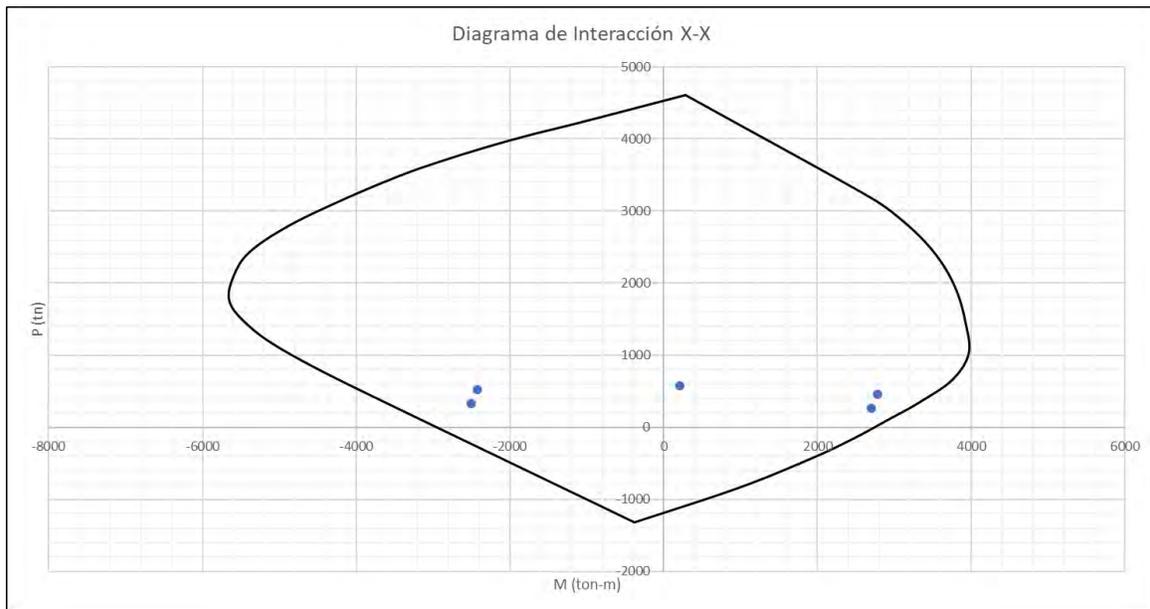


Imagen 9.3 Diagrama de interacción de la placa PL 5 en el eje X.

De la misma manera se comprueba si los valores en el eje secundario Y cumplen con las demandas solicitadas por las combinaciones.

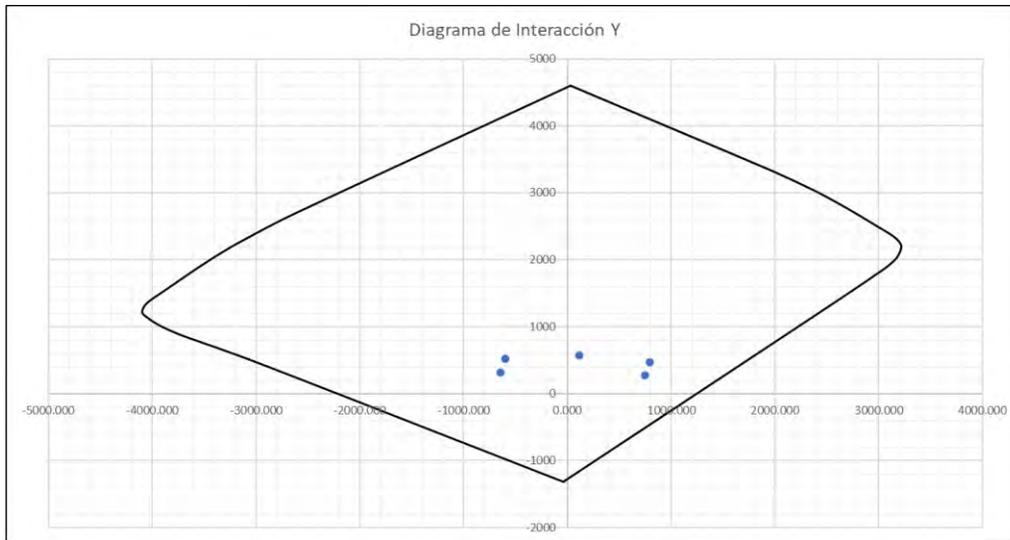


Imagen 9.4 Diagrama de interacción de la placa PL 5 en el eje Y.

En vista de que todos los puntos obtenidos de las combinaciones de carga se encuentran dentro de la curva, se concluye que el diseño a flexo compresión es adecuado. Es importante también verificar que las cargas axiales no sean muy elevadas y no sobredimensionar a flexión, dado que se busca primero el fallo por flexión.

9.2.2 Ejemplo 2 - PL 1

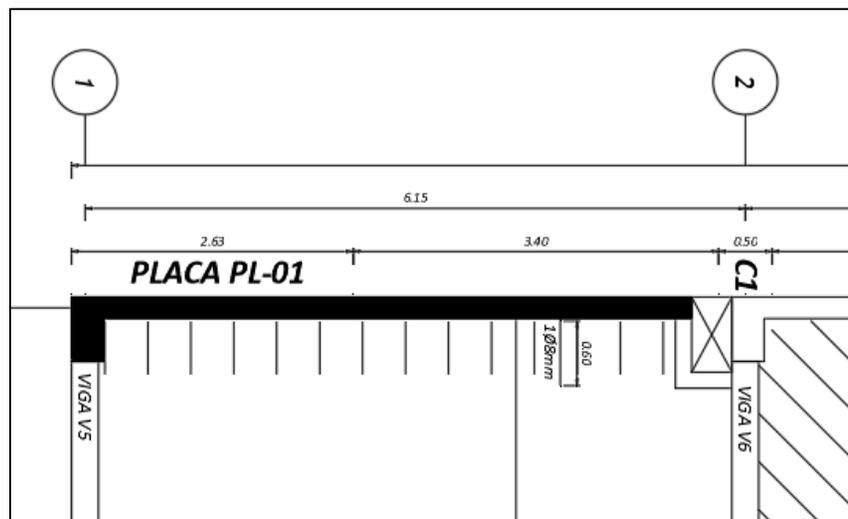


Imagen 9.4 Placa Pl 1 ubicado en el eje A entre los ejes 1 y 2.

Se calcula mediante ETABS una cuantía uniforme para la placa, con el fin de redistribuir los refuerzos a los bordes, con se obtiene una primera propuesta de armado: $10\phi 3/4''$ en el borde superior, $12\phi 3/4''$ en el borde inferior y $\phi 3/8''$ cada 25cm en el alma. Se debe verificar que esta distribución de refuerzo cumpla con las demandas a flexo compresión, para ello se grafica el diagrama de iteración con las combinaciones de carga correspondientes.

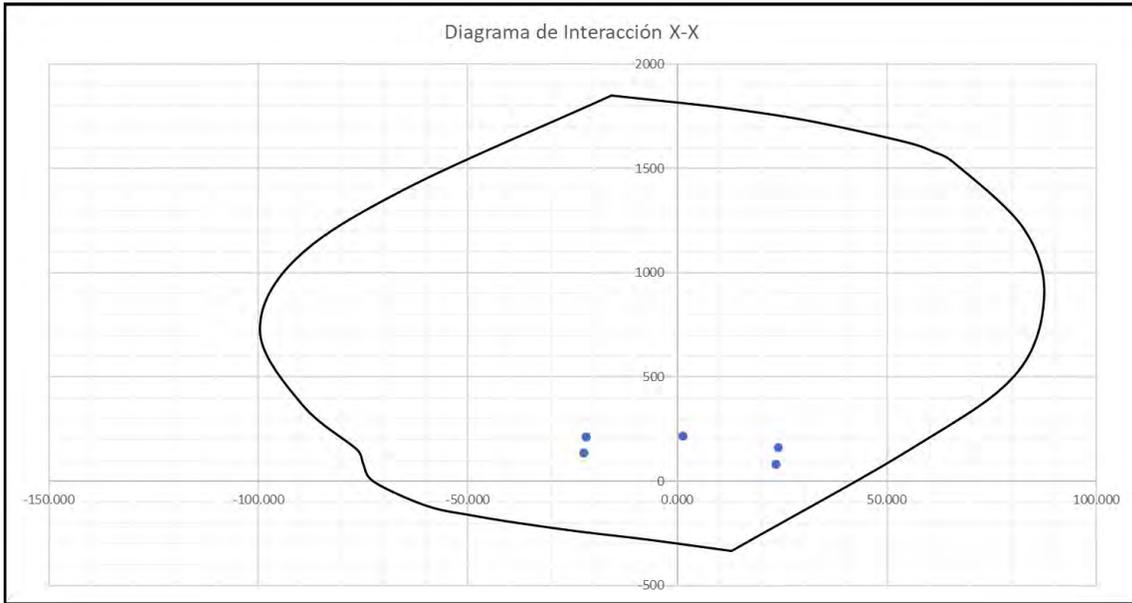


Imagen 9.6 Diagrama de interacción de la placa PL 1 en el eje X.

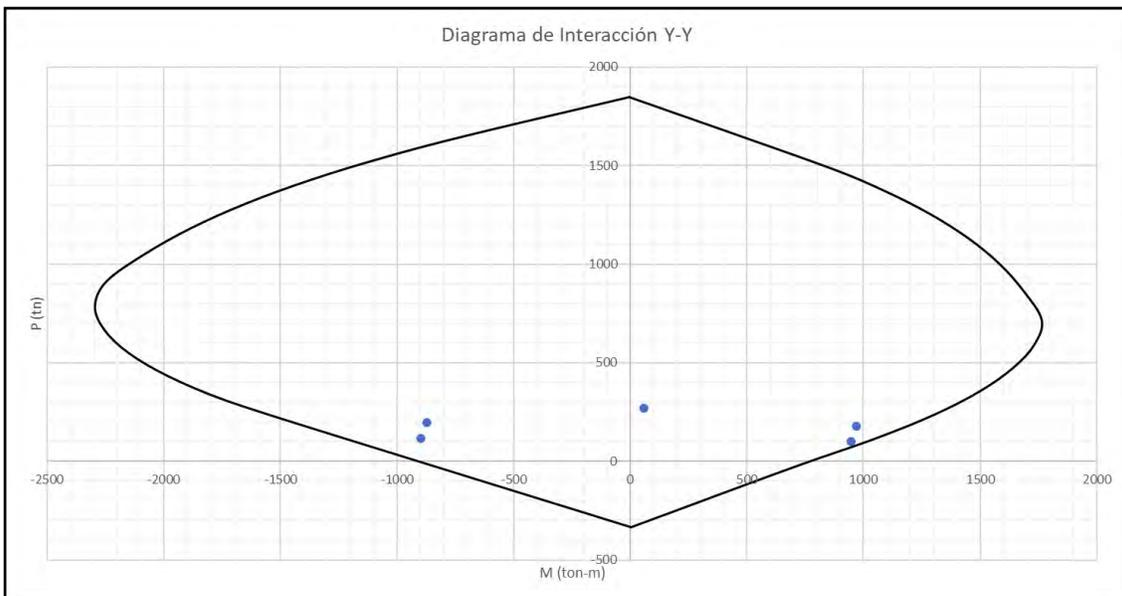


Imagen 9.7 Diagrama de interacción de la placa PL 1 en el eje Y.

Con esto se comprueba que el refuerzo a flexo compresión para la placa PL 1 es el correcto.

9.3 Diseño por corte y capacidad

9.3.1 Ejemplo 1 – PL 5

Se utiliza una fuerza cortante amplificada por un factor de sobrerresistencia a la flexión este factor está dado por el máximo valor entre 1.5 y M_n/M_u .

$$\Omega = \frac{4650}{2780} = 1.673$$

Combinación de carga	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Mn (ton-m)	Ω (global)
1.25(CM+CV)+CSx	459.051	2780.246	4650.000	1.673
1.25(CM+CV)-CSx	527.399	-2424.032	3912.000	-1.614

Tabla 9.4 Factor de sobrerresistencia de la placa PL 5 en el eje X.

Además de la sobrerresistencia por flexión, se verifica que esta placa reciba menos del 30% de la fuerza cortante total del edificio, para que no se considere un factor de redundancia según la Norma E0.30.

Cortante	Vx (Ton)	Vy (ton)
Placa PL5	253.549	45.057
Basal	418.889	532.147
%	60.526	8.427

Tabla 9.5 Verificación del factor de redundancia para la placa PL5.

Como se muestra en la tabla, la placa PL5 recibe más un 60% de la carga basal en la dirección X, por lo que se debe multiplicar por un factor de 1.25 a la cortante de diseño.

Se debe comprobar que la fuerza cortante por capacidad sea menor a la fuerza cortante máxima de diseño, calculada con la siguiente expresión:

$$V_{m\acute{a}x} = 2.65 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Se analiza la cortante del paño superior de la placa, con una longitud de 4.60 m de peralte y 0.25 m de ancho.

$$V_{m\acute{a}x} = 2.65 * \sqrt{210} * 0.25 * 4.6 = 375.381 \text{ ton}$$

Este paño recibe una cortante máxima de 171.25 ton, esta fuerza se verá afectada por el factor de redundancia y el factor de sobrerresistencia: $V_{diseño} = \Omega * V_u * 1.25 = 2.091 * 171.25 = 358.022 \text{ ton}$. Se calcula el aporte del concreto a la resistencia al corte.

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 4.6 * 0.25 = 88.32 \text{ ton}$$

Dado que la resistencia del concreto no es suficiente para soportar la demanda de fuerza cortante se asume una distribución de refuerzo horizontal de 1/2" @ 0.15 distribuidas en dos ramas, esto representa a una cuantía de 0.0069, mayor a la mínima.

$$V_s = f_y * A_{cv} * \rho_h = 333.27 \text{ ton}$$

Finalmente, se comprueba que el armado asumido satisface las demandas de fuerza cortante del muro.

$$V_n = V_s + V_c = 421.595 \text{ ton}$$

$$\phi V_n = 358.36 \text{ ton} > V_{diseño} = 358.02 \text{ ton}$$

De esta misma manera se realiza el diseño para los otros 2 paños, a continuación, se muestra la tabla con el resumen de los resultados.

Paño	ϕ #	Av cada s	pt	V DISEÑO ton	Vc ton	Vs tonf	ϕV_n
2	1/2"	@ 20	0.0052	167.983	53.763	152.880	175.647
3	3/8"	@ 20	0.0028	69.750	43.778	67.032	94.189

Tabla 9.6 Resumen de resultados del diseño a corte para la placa PL5.

9.3.2 Ejemplo 2 – PL 1

Se calcula el factor de sobrerresistencia de la placa.

$$\Omega_x = \frac{873}{1465} = 1.68$$

Se comprueba si la placa recibe más del 30% de la cortante basal.

Cortante	Vx (Ton)	Vy (ton)
Placa PL1	3.99	73.90
Basal	418.889	532.147
%	0.95	13.72

Tabla 9.5 Verificación del factor de redundancia para la placa PL1.

Una vez obtenido estos valores se procede con el cálculo del acero de refuerzo horizontal.

$\phi\#$	Av cada	s	ρt	V DISEÑO ton	Vc ton	Vs tonf	ϕVn
3/8"	@	20	0.0028	124.320	70.660	108.192	152.024

Tabla 9.6 Resumen de resultados del diseño a corte para la placa PL1.

9.4 Confinamiento de borde

9.4.1 Ejemplo 1 – PL 5

Se comprueba si la longitud de elemento de borde es adecuada y si es necesario el uso de elementos de borde especiales. Para ello se calcula el eje neutro utilizando el software SAP2000 ($c = 2.36m$), el desplazamiento lateral $\delta u = 0.09m$ y $h_m = 20.1$.

$$c \geq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)} = \frac{5.75}{600 * 0.0045} = 2.1 m$$

Por lo tanto, se debe considerar un confinado especial hasta una longitud dada por el mayor de estos valores a l_m o $Mu/4Vu$.

$$l_m = 5.75 m \quad , \quad \frac{Mu}{4Vu} = 2.76 m$$

En consiguiente, se realizará un confinado especial hasta el 2do piso. Este confinado tendrá una longitud de el mayor de estos valores:

$$\frac{c}{2} = 1.18m \quad , \quad c - 0.1l_m = 0.35 m$$

La separación de estribos, al ser un borde especial, estará dada por el menor de los siguientes valores:

- $8 * 2.54 = 20.32$ cm
- 25cm (menor dimensión de la sección transversal)
- 25 cm

Finalmente, se decide colocar el siguiente armado para el borde de confinamiento.

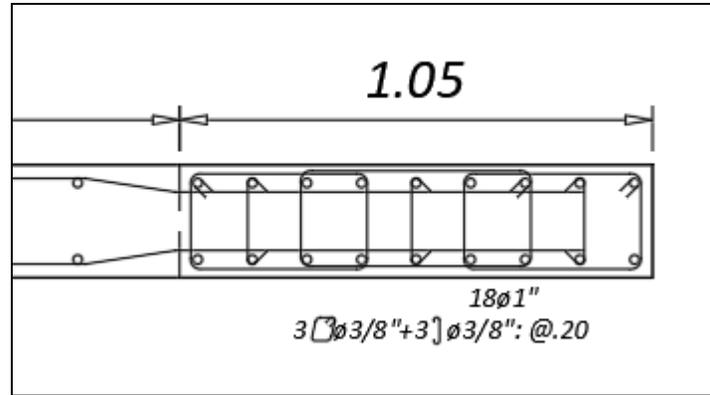


Imagen 9.5 Armado de estribos para el confinamiento especial de borde de la placa PL 5.

9.4.2 Ejemplo 2 - PL-1

Se comprueba si el elemento va a requerir de confinado especial en los bordes, se tiene los siguientes datos obtenidos de SAP2000 y ETABS: $c = 1.07$, $\delta u = 0.052m$ y $h_m = 20.1$

$$c \geq \frac{lm}{600 * \left(\frac{\delta u}{h_m}\right)} = \frac{5.75}{600 * 0.0026} = 3.7 m$$

Por lo tanto, el armado para el confinamiento en los bordes es simple. La norma indica que para bordes simples la separación de estribos está dada por el menor de los siguientes valores:

- $12 * 1.91 = 22.92$ cm
- 20cm (menor dimensión de la sección transversal)
- 25 cm

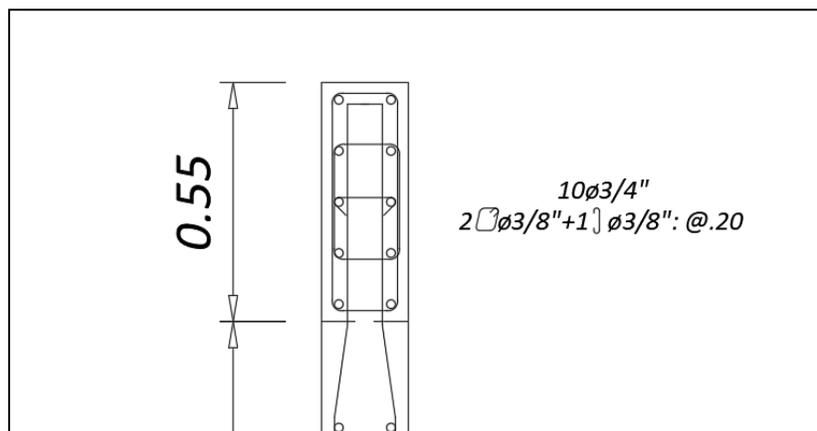


Imagen 9.5 Armado de estribos para el confinamiento especial de borde de la placa PL 1.

CAPITULO 10 – DISEÑO DE CIMENTACIONES

Las cimentaciones son elementos estructurales encargados de transmitir las cargas de los elementos verticales hacia el suelo de fundación del edificio. Lo que se busca en el diseño de estas estructuras es que la presión admisible del suelo no sea menor a la presión obtenida por las cargas.

Las características que le corresponde al suelo de esta edificación, según el estudio de mecánica de suelo, es de una presión admisible de 4.00 kg/cm² y 1.50 de profundidad mínima de cimentación. La cimentación consta de zapatas aisladas, zapatas conectadas y zapatas combinadas.

10.1 Diseño de zapata aislada

Como ejemplo se realizará el diseño para la zapata de la columna C1 (0.40 x 0.70), este elemento se encuentra entre los ejes 2 y B. A continuación, se presentan las cargas para el diseño de la zapata.

Combo	P (ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
Dead	-163.4395	0.0235	0.4113
Live	-48.8723	0.0333	0.3579
ESPECTRAL X	-1.31496	-3.33512	-0.8572
ESPECTRAL Y	4.1928	-0.51264	3.638

Tabla 10.1 Cargas de diseño de la zapata de C1.

De manera simplificada se realiza un dimensionamiento de la zapata, considerando únicamente las cargas de gravedad. Para ello se calcula la carga axial sobre la zapata, esta viene dada por la acción de la carga muerta, carga viva, peso del suelo y el peso propio de la zapata, todo esto se simplifica a un 5% más de la carga de servicio. Además, solo se considera un 90% de la presión admisible del suelo debido a que no se evalúan efectos del sismo.

$$A_{zapata} = \frac{1.05 * P_{serv}}{0.9 * q_{adm}} = \frac{1.05 * (163.44 + 48.87)}{0.9 * 40} = 6.19 \text{ m}^2$$

Dado este valor se realiza un primer dimensionamiento de la zapata para valores de Lx=2.4 y Lx=2.7, con esto se obtiene un área de zapata de 6.48 m² y una longitud de volado Lv=1.00 m.

Con las dimensiones de la zapata se procede a calcular las presiones reales del suelo para las zonas más representativas y considerando el efecto del sismo.

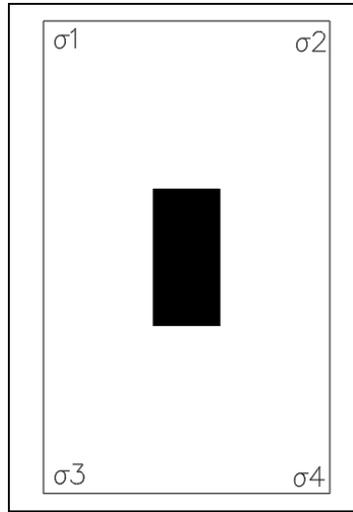


Imagen 10.1 Esfuerzos representativos en zapata de la columna C1.

La Norma señala que para combinaciones de carga que incluyan sismo, la presión admisible incrementa su valor en 1.3. A continuación, se muestra la tabla con el resumen de las presiones representativas en la zapata.

Caso	P	MYY	MXX	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	σ_{may}	σ_{adm}
Gravedad	212.31	0.77	0.06	36.40	36.35	35.88	35.83	36.40	40.00
SX +	213.63	-0.09	-3.28	34.81	37.76	34.87	37.82	37.82	52.00
SX -	211.00	1.63	3.39	37.99	34.94	36.88	33.83	37.99	52.00
SY +	208.12	4.41	-0.46	36.76	37.17	33.76	34.17	37.17	52.00
SY -	216.50	-2.87	0.57	36.04	35.53	37.99	37.48	37.99	52.00

Tabla 10.2 Presiones representativas en la zapata de la columna C1.

Como se puede observar en la Tabla 10.2 los esfuerzos en el suelo no superan la presión admisible, esto comprueba que las dimensiones asumidas para la zapata son correctas. Por otro lado, se calcula las presiones últimas para el diseño de concreto armado de la zapata.

Combinaciones	P	MYY	MXX	σ_1	σ_2	σ_3	σ_4	$\sigma_{diseño}$
1.4CM+1.7CV	311.90	1.18	0.09	51.93	51.84	51.12	51.04	51.93
1.25(CM+CV)+SX	266.70	0.10	-3.26	43.07	46.01	43.00	45.94	46.01
1.25(CM+CV)-SX	264.07	1.82	3.41	46.25	43.19	45.01	41.95	46.25
1.25(CM+CV)+SY	261.20	4.60	-0.44	45.03	45.42	41.89	42.29	45.42
1.25(CM+CV)-SY	269.58	-2.68	0.58	44.30	43.78	46.13	45.60	46.13
0.9CM+SX	148.41	-0.49	-3.31	24.59	27.58	24.93	27.91	27.91
0.9CM-SX	145.78	1.23	3.36	27.77	24.75	26.94	23.92	27.77
0.9CM+SY	142.90	4.01	-0.49	26.55	26.99	23.81	24.26	26.99
0.9CM-SY	151.29	-3.27	0.53	25.82	25.34	28.05	27.57	28.05
							$\sigma_{diseño}$	51.93

Tabla 10.2 Presiones últimas de diseño en la zapata de la columna C1.

10.1.1 Diseño por punzonamiento

En este diseño se debe comprobar que la fuerza última por punzonamiento V_u sea menor que la resistencia por punzonamiento $\phi V_c > V_u$. Para ello se calcula V_u con la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_o) = 51.93 * (2.7 * 2.4 - 1 * 1.3) = 268.97 \text{ ton}$$

Para calcular la resistencia por punzonamiento se asume un peralte inicial $d=0.60\text{m}$, con este valor se tiene lo siguiente:

- $\phi V_c = \phi * 1.06 * b_o * d * \sqrt{f'c} = 0.85 * 1.06 * 4.6 * 0.6 * \sqrt{210} = 360.36 \text{ ton}$
- $\phi V_c = \phi * 0.27 * \left(\frac{\alpha s * d}{b_o} + 2\right) * b_o * d * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.27 * \left(\frac{40 * 0.60}{4.6} + 2\right) * 4.6 * 0.6 * \sqrt{210} = 662.49 \text{ ton}$
- $\phi V_c = \phi * 0.53 * \left(1 + \frac{\beta}{2}\right) * b_o * d * \sqrt{f'c} = 0.85 * 0.53 * \left(1 + \frac{1.75}{2}\right) * 4.6 * 0.6 * \sqrt{210} = 337.84 \text{ ton}$

Se elige el valor más bajo para el diseño, para este caso $\phi V_c = 337.84 \text{ ton}$. Dado que la resistencia a punzonamiento del concreto es mayor a la fuerza última, se concluye que el peralte $d=0.60\text{m}$ es adecuado para el diseño.

10.1.2. Diseño por cortante

Para este diseño se debe comprobar que el peralte asumido anteriormente cumpla con las demandas de esfuerzo en la zapata. Para ello se calcula la máxima fuerza cortante a una distancia “d” de la cara de la columna.

$$V_u = \sigma_u * B * (Volado - d) = 51.93 * 2.4 * (1 - 0.60) = 56.08 \text{ ton}$$

A continuación, se calcula la resistencia al corte del concreto.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 2.4 * 0.6 = 105.76 \text{ ton}$$

De este modo se demuestra que $\phi V_c > V_u$, por lo que el peralte asumido es el correcto.

10.1.3 Diseño por flexión

Para este diseño se debe calcular el acero de refuerzo para el momento último, este se calcula con la siguiente expresión:

$$M_u = \frac{\sigma_u * L v^2}{2} = \frac{51.93 * 1^2}{2} = 25.96 \text{ ton} * \text{m/m}$$

Para este momento le corresponde un acero requerido $A_s = 11.73 \text{ cm}^2$, sin embargo, el acero mínimo para una zapata de 0.70m de peralte le corresponde un acero mínimo de $A_s = 0.008 * b * h = 12.60 \text{ cm}^2$. Finalmente, se decide colocar un armado de acero de $\phi 3/4'' @ .225$ este corresponde a 12.7 cm^2 de área de acero y $\phi M_n = 29.21 \text{ ton.m/m}$.

A continuación, se muestra el armado de acero para la zapata de la columna C1.

10.2. Diseño de zapata combinada

Como manera de ejemplo se diseñará la zapata que carga a las columnas C2 (0.40x0.60) y las placas PL4 (2.00x0.25) y PL5(caja de ascensor y escalera).

	Combo	P (ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
C2 Izquierda	Dead	-96.80	0.02	1.28
	Live	-22.14	-0.07	0.35
	ESPECTRAL X	-25.78	-2.53	-0.50
	ESPECTRAL Y	8.74	0.15	2.79
C2 Derecha	Dead	-99.47	-0.14	1.28
	Live	-23.00	0.03	0.35
	ESPECTRAL X	27.41	-2.52	0.41
	ESPECTRAL Y	5.51	-0.23	2.58
PL4 Izquierda	Dead	-80.42	0.13	2.19
	Live	-15.76	0.04	0.70
	ESPECTRAL X	64.87	0.15	87.80
	ESPECTRAL Y	20.03	1.13	-6.33
PL4 Derecha	Dead	-94.86	0.04	1.32
	Live	-20.84	0.01	0.50
	ESPECTRAL X	-90.09	-0.22	87.35
	ESPECTRAL Y	-8.24	0.97	-6.33
PL5 Escaleras y Ascensor	Dead	-329.25	56.40	105.95
	Live	-65.33	21.08	36.54
	ESPECTRAL X	27.34	201.37	2081.71
	ESPECTRAL Y	-17.27	557.05	400.96

Tabla 10.3 Cargas de diseño de la zapata combinada para C2, PL4 y PL5.

Del mismo modo que en el diseño de la zapata aislada, se realiza un dimensionamiento considerando las mismas hipótesis, con la diferencia de que se usa un factor de 0.45 para la carga admisible, ya que los efectos de sismo son más elevados.

$$Azapata = \frac{1.05 * Pserv}{0.45 * qadm} = \frac{1.05 * (847.87)}{0.45 * 40} = 49.43 \text{ m}^2$$

Además de esta aproximación, se considera la ubicación de los elementos verticales para el dimensionamiento de la zapata, de este modo se tiene un primer dimensionamiento de 6.90 x 8.10m.

Debido a la complejidad de la estructura, los cálculos de los esfuerzos del suelo se realizan en el software SAFE 2016, obteniendo los siguientes resultados más representativos:

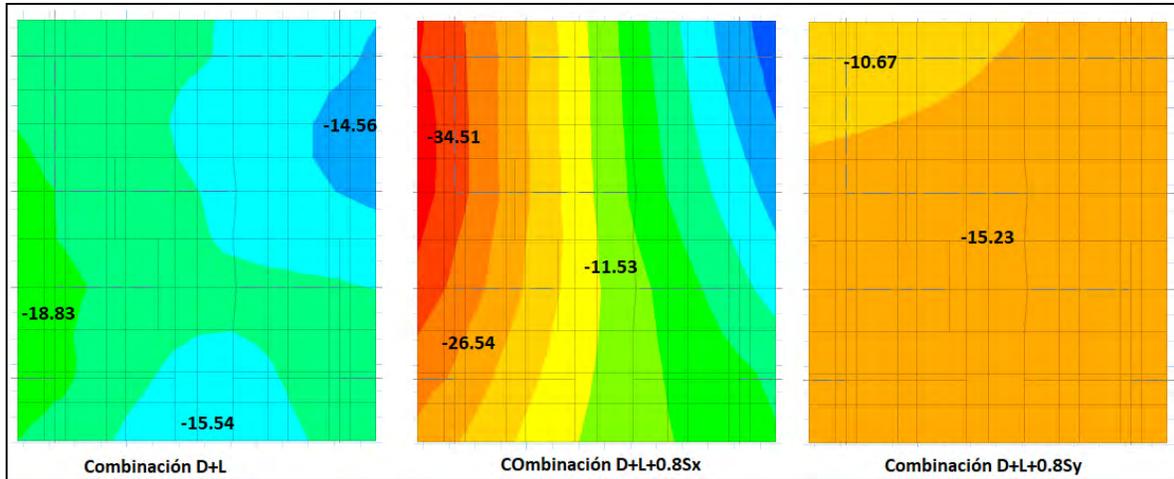


Imagen 10.2 Distribución de presiones con elementos finitos para la zapata combinada de C2, PL4 y PL5.

Como se observa en la imagen las presiones del suelo no superan el máximo de 40 ton/m², de esta manera se continúa con el diseño. De la misma manera se calculan los esfuerzos del concreto, utilizando la envolvente de cargas últimas.

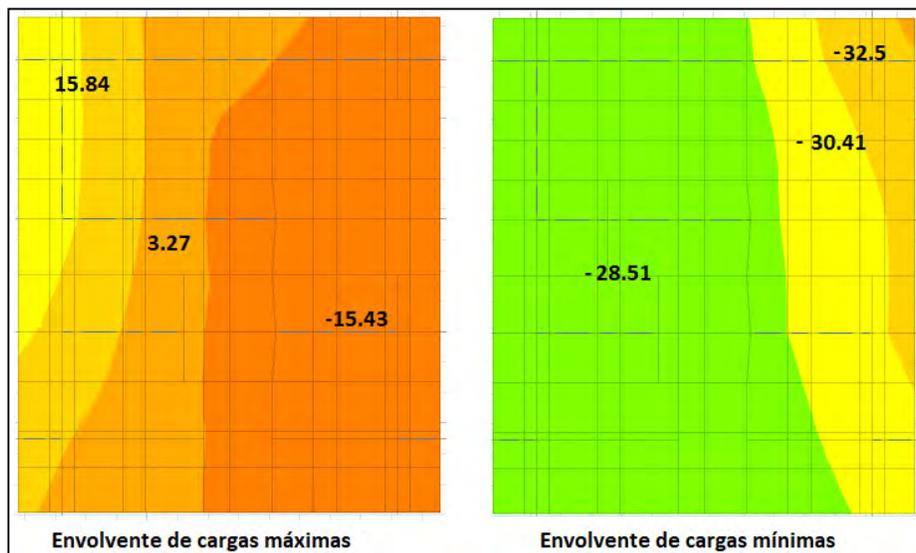


Imagen 10.3 Distribución de la envolvente de presiones para el diseño de concreto armado.

10.2.1 Diseño por punzonamiento

Para esta zapata se asume un primer peralte de 70 cm, a continuación, se comprueba si este peralte cumple con la carga mínima de punzonamiento. Para calcular la resistencia última por punzonamiento se utiliza la siguiente expresión: $V_u = P_u - \sigma_u * A_o$, donde P_u es la carga axial última del a columna

en estudio. A continuación, se muestra una tabla con el resumen de las cargas últimas por punzonamiento y la verificación de esta.

	C2 - Izq	C2 - Der	PL4 - Izq	PL4 - Der
Bo (m)	4.00	4.00	6.50	6.50
Ao (m2)	0.99	0.99	3.75	3.75
Pu (ton)	173.15	178.36	158.65	168.23
Vu (ton)	144.93	150.14	51.74	61.32
ϕV_c (ton)	344.70	344.70	540.55	540.55

Tabla 10.4 Verificación por punzonamiento para la zapata combinada de C2 y PL4.

10.2.2 Diseño por cortante

Se muestra un gráfico con los máximos valores de la fuerza cortante tanto para la dirección X y dirección Y, estos valores son aproximados a una distancia “d” de la cara del elemento vertical.

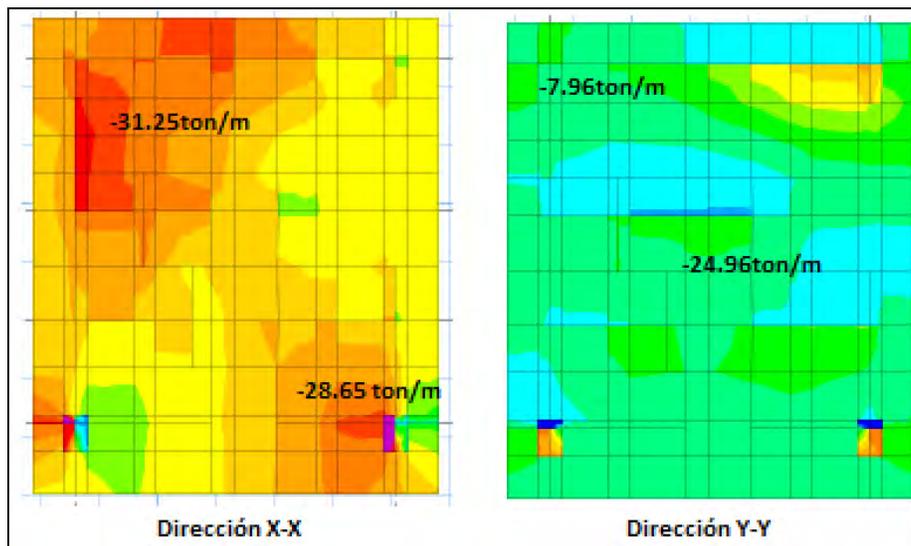


Imagen 10.4 Distribución de la envolvente de fuerzas cortantes para la zapata combinada de C2, PL4 y PL5.

Como se observa no hay valores que superen la máxima fuerza cortante permitida $\phi V_c=40.8$ tonf/m, por lo tanto, el peralte asumido es el correcto para el diseño.

10.2.3 Diseño por flexión

Dado la distribución de cargas en la Imagen 10.3, se observa que la zapata tiene una carga máxima de 32.5 ton-m/m, esta carga no es representativa, ya que se ubica en una mínima parte del extremo de la zapata, es por ello que se utiliza la carga última de 30.41 ton-m/m, ya que es más representativa y acorde a la distribución. Se plantea una distribución de refuerzo de 3/4”@0.20, esta nos da un área de

acero de 19 cm²/m y un momento nominal de $\phi M_n = 32.67$ ton-m/m, verificando así el diseño por flexión.

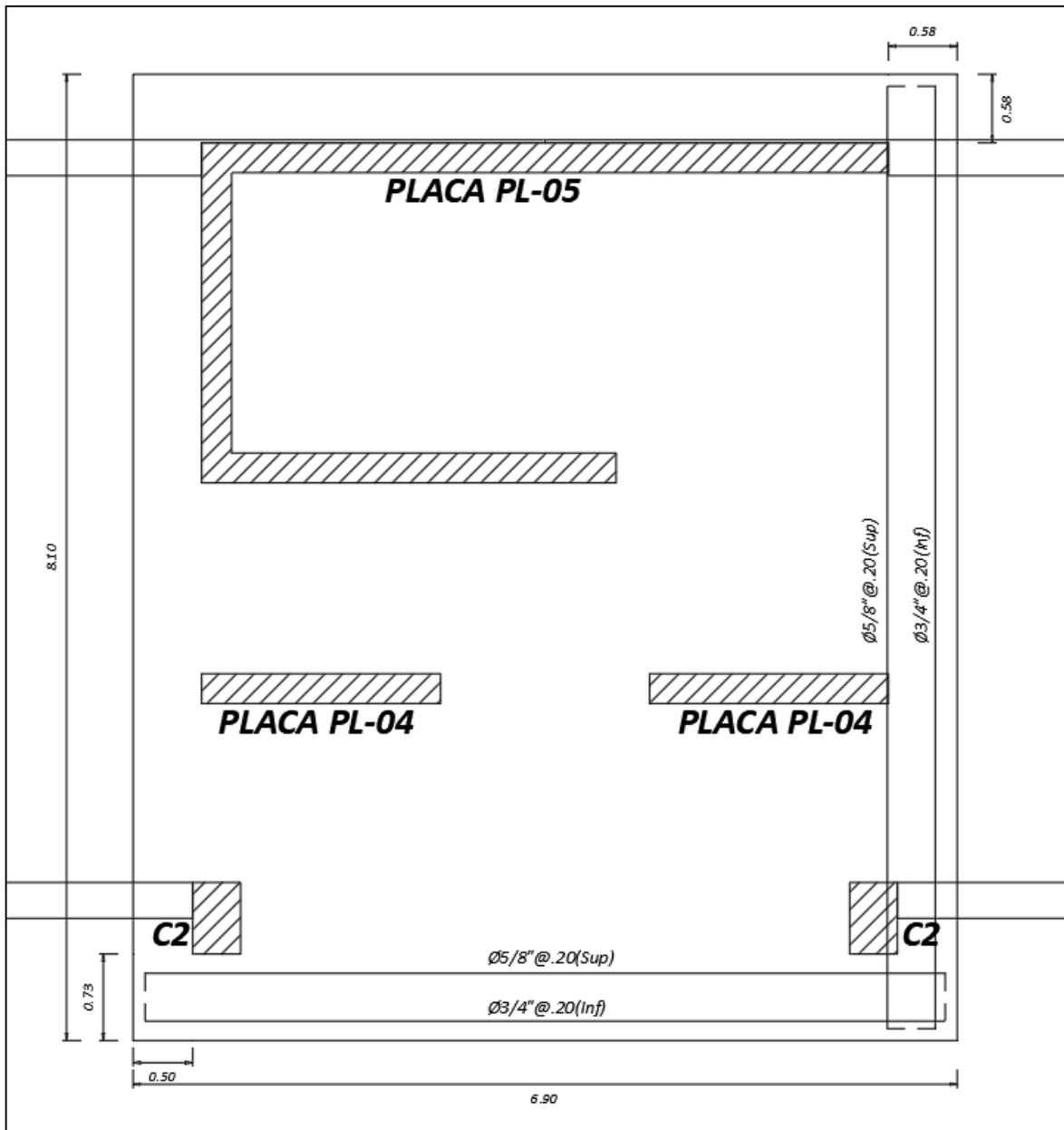


Imagen10.5 Distribución de refuerzos para la zapata combinada zapata combinada de C2, PL4 y PL5.

10.3 Diseño de vigas de cimentación VC-1

Esta viga une la columna C1 y la placa PL 3 y está ubicada en el eje 2. Para el dimensionamiento de esta se utilizó la expresión de luz de viga entre 7, con lo que se obtuvo $h = \frac{4.8}{7} = 0.7m$, sin embargo,

para poder tener una mejor transmisión de cargas, se tuvo que rigidizar la viga aumentando el peralte a 1.00m.

Con ayuda del software SAFE 2016 se calcula los momentos debido a la combinación de cargas últimas, obteniendo así el siguiente diagrama de momentos flectores:

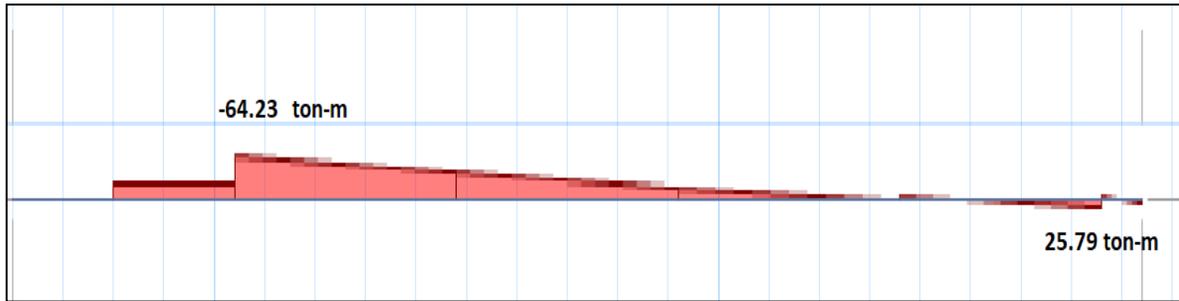


Imagen 10.6 Diagrama de momentos flectores de la viga de cimentación VC-1.

Se tiene que el acero mínimo para una sección de 0.30x1.00 es:

$$A_{smin} = 0.7 * \frac{\sqrt{210}}{4200} * 30 * 100 = 6.77 \text{ cm}^2$$

Además, para un momento último de 64.23 ton-m le corresponde un área de refuerzo de 19.7 cm², para cubrir esta área se decide colocar 2Ø1” corridos y dos bastones de 2Ø1”, con este armado se llega a 20.4 cm² de acero y $\phi M_n=66.32$ ton-m.

Para el refuerzo por cortante se tiene lo siguiente:

- $d/4= 0.225\text{m}$ (espaciamiento de estribos en la zona de confinamiento).
- $d/2= 0.45\text{m}$, máximo valor de 30cm (espaciamiento fuera de la zona de confinamiento).
- $2h= 2\text{m}$ (longitud de zona de confinamiento).

Finalmente se tiene una distribución de 1@0.05; 9@0.225; rto@0.30.

CAPITULO 11 – DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS

11.1 Diseño de escaleras

Como ejemplo se desarrolla el primer tramo de la escalera central en el piso típico. Debido a las dimensiones de la placa de escalera se tiene 25cm de paso y 17.5cm de contrapaso.

Paso (cm)	Contrapaso (cm)	Descanso (cm)	# de pasos
25	17.5	115	8

Tabla 11.1 Características de la escalera típica.

Dado las dimensiones, se realiza el metrado de cargas para un ancho tributario de 1m, para calcular el peso propio de la escalera en el tramo inclinado se utiliza la siguiente expresión:

$$pp = \gamma \left(\frac{cp}{2} + t * \sqrt{1 + \left(\frac{cp}{p}\right)^2} \right) = 2400 * \left(\frac{0.175}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{.25}\right)^2} \right) = 649 \text{ kg/m}^2$$

Se considera 200 kg/m² para la sobrecarga y 100 kg/m² para el piso terminado. A continuación, se muestra el metrado para la escalera en la zona inclinada y en el descanso.

	Tramo inclinado	Descanso
CM	1*(649+100)= 749 kg/m ²	1*(2400*0.2+100)= 460 kg/m ²
CV	1*200= 200 kg/m ²	1*200= 200 kg/m ²
1.4CM+1.7CV	1.4*749+1.7*200= 1389 kg/m ²	1.4*480+1.7*200= 984 kg/m ²

Tabla 11.2 Metrado de cargas de la escalera.

Se modela la escalera con las cargas del metrado.

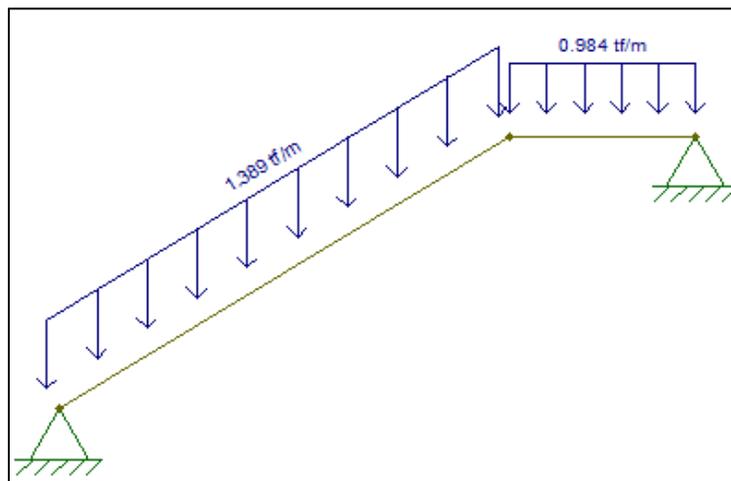


Imagen 11.1 Cargas distribuidas de la escalera.

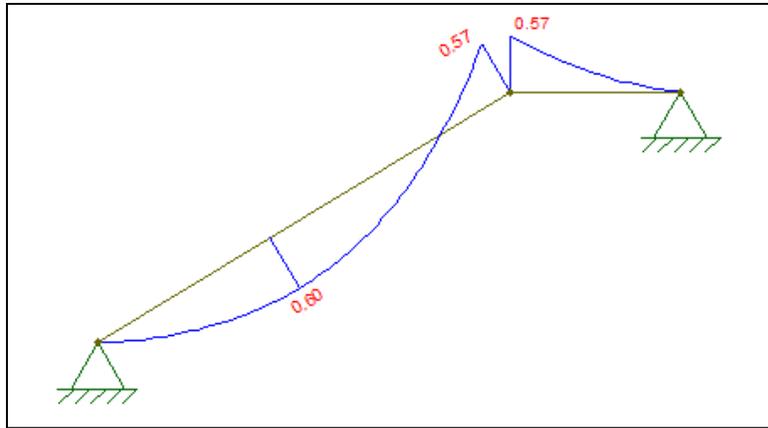


Imagen 11.2 Diagrama de momento flector de la escalera.

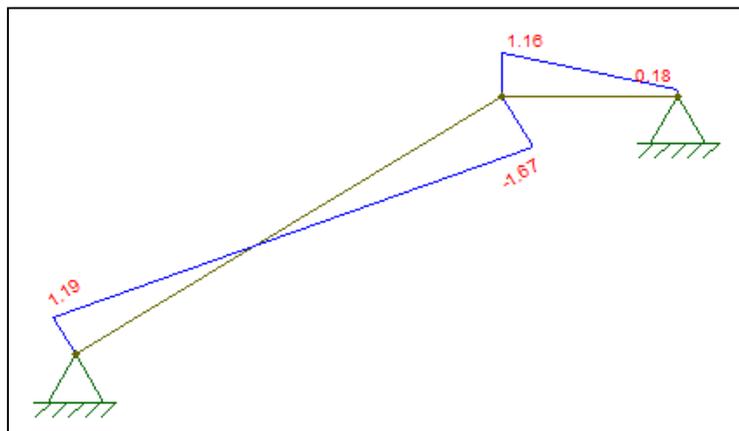


Imagen 11.3 Diagrama de fuerzas cortante de la escalera.

Dado los valores de fuerzas cortantes y momentos flectores se procede al diseño.

Para el diseño por cortante se debe comprobar la resistencia del concreto a corte para el espesor asignado sea suficiente para resistir la cortante última.

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7834 \text{ kg} > 1190 \text{ kg}$$

Para el diseño por flexión se tiene que el máximo momento flector es de $M_u = 0.60$ ton-m, por lo que le corresponde un acero de refuerzo de $A_s = 1.81 \text{ cm}^2$. Sin embargo, se sabe que para losas macizas el acero mínimo es $d = 0.0018b * h = 2.7 \text{ cm}^2$, de este modo la escalera tendrá una distribución de acero de $3/8'' @ 0.25 \text{ cm}$ (2.84 cm^2) para la dirección longitudinal y transversal.

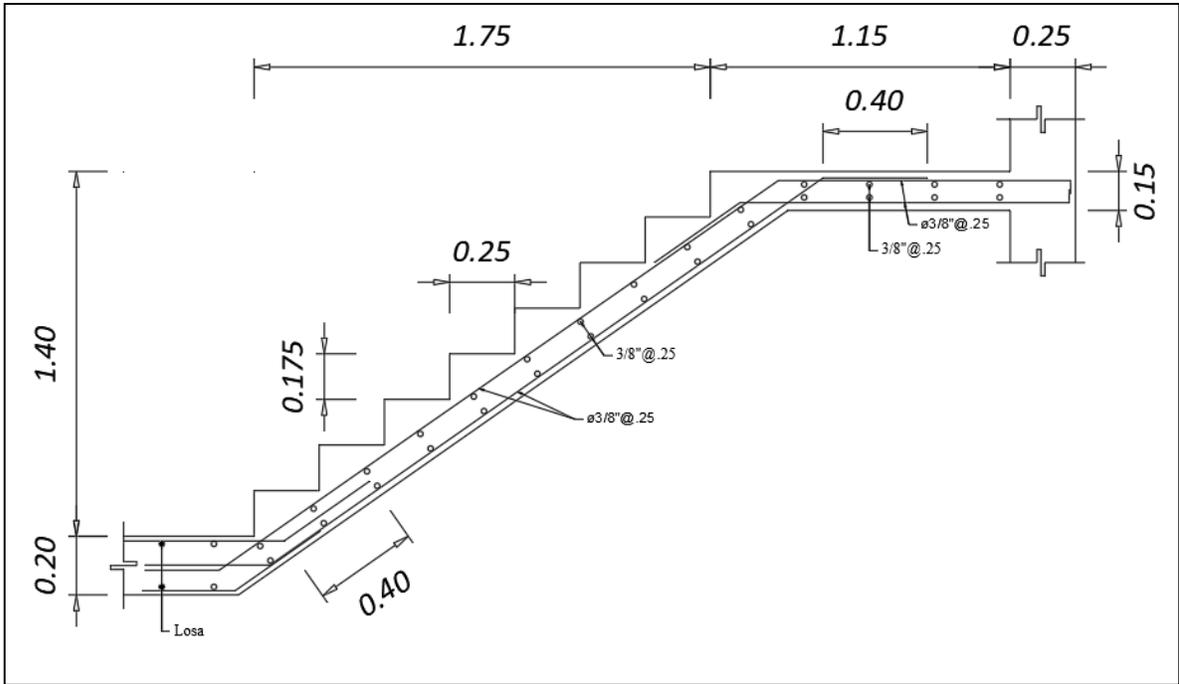


Imagen 11.4 Diseño de la escalera típica para el tramo 1.

CAPITULO 12 – COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- Con respecto a la estructuración del proyecto se decidió colocar muros estructurales a los costados del proyecto, no solo por temas de rigidez lateral, sino para tener una mejor distribución de fuerza cortante en los elementos verticales, ya que en las primeras estructuraciones que se planteó, con menos longitud de muros estructurales, las fuerzas cortantes se concentraban en la placa de escaleras y ascensor, obteniendo así demandas elevadas de acero y la necesidad de aumentar el espesor de las placas a dimensiones no adecuadas para la arquitectura del proyecto. Además, al optar por la decisión de aumentar la densidad de placas se logró evitar la irregularidad por torsión, ya que las derivas del edificio son menores que 0.0035. Por otro lado, con esta estructuración se podrá evitar los trabajos de obra húmeda y albañilería en el perímetro de la edificación.
- Pese a haber elevado la longitud de muros para tener una mejor distribución de fuerza cortante en la base, solo se logró reducir la concentración de fuerzas en el eje Y, mas no para el otro eje. Existe una concentración de fuerza cortante en la placa de escaleras y ascensor, este resiste el 60% de la fuerza cortante basal en el eje X, debido a ello se tuvo que utilizar el factor de redundancia descrito en la norma E.030.
- Los periodos fundamentales en X (0.508 seg) y en Y (0.372 seg) representan de muy buena manera la densidad de muros que existe en cada dirección, siendo la dirección Y la más rígida por la elevada cantidad de muros.
- Los peraltes asumidos para la losa aligerada y losa maciza en la etapa de predimensionamiento son adecuados para resistir las cargas y controlar las deflexiones, sin embargo, en algunas losas las deflexiones sobrepasaban el máximo permitido, para ello se consideraron el uso de contraflecha.
- Para obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flector en las vigas, se tuvo que hacer un nuevo modelo en ETABS aislando un piso típico del proyecto, con el fin de evitar incompatibilidades por los asentamientos diferenciales, cabe mencionar que primero se intentó corregir este error mediante una opción que tiene el software para hacer un análisis con secuencia constructiva, sin embargo, se seguían presentando estas incompatibilidades.
- En el análisis estructural se obtuvo que las derivas inelásticas resultaron ser menores a los máximos valores admitidos por la norma, 0.0056 para la deriva en X y 0.003345 para la deriva en Y, ambos menores a 0.007.

- Para el diseño de losas y vigas se tuvo que redondear la longitud del corte de fierro, ya que esto facilita el proceso constructivo y disminuye las mermas de acero.
- Si bien cierto que la estructura no es totalmente simétrica, se obtienen resultados con valores muy parecidos a una estructura simétrica en el eje X. Dado esta observación, los elementos verticales se diseñaron con el mayor valor de su par simétrico.
- Fue necesario utilizar zapatas conectadas para la cimentación, ya que las zapatas en las placas perimetrales son excéntricas y tienen una mayor concentración de esfuerzos en uno de los lados. Al conectar las zapatas con vigas de conexión la distribución de esfuerzo se hace más constante y se evita la concentración de esfuerzo.
- Se vio necesario el uso de zapatas combinadas debido a la proximidad entre las distancias de placas y columnas.

BIBLIOGRAFIA

Blanco, Antonio (1994). *Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado*. Lima. Colegio de Ingenieros del Perú. 1994.

Ottazzi Pasino, Gianfranco (2016) *Apuntes del curso Concreto Armado I*. Lima, Perú: PUCP, Facultad de Ciencias e Ingeniería.

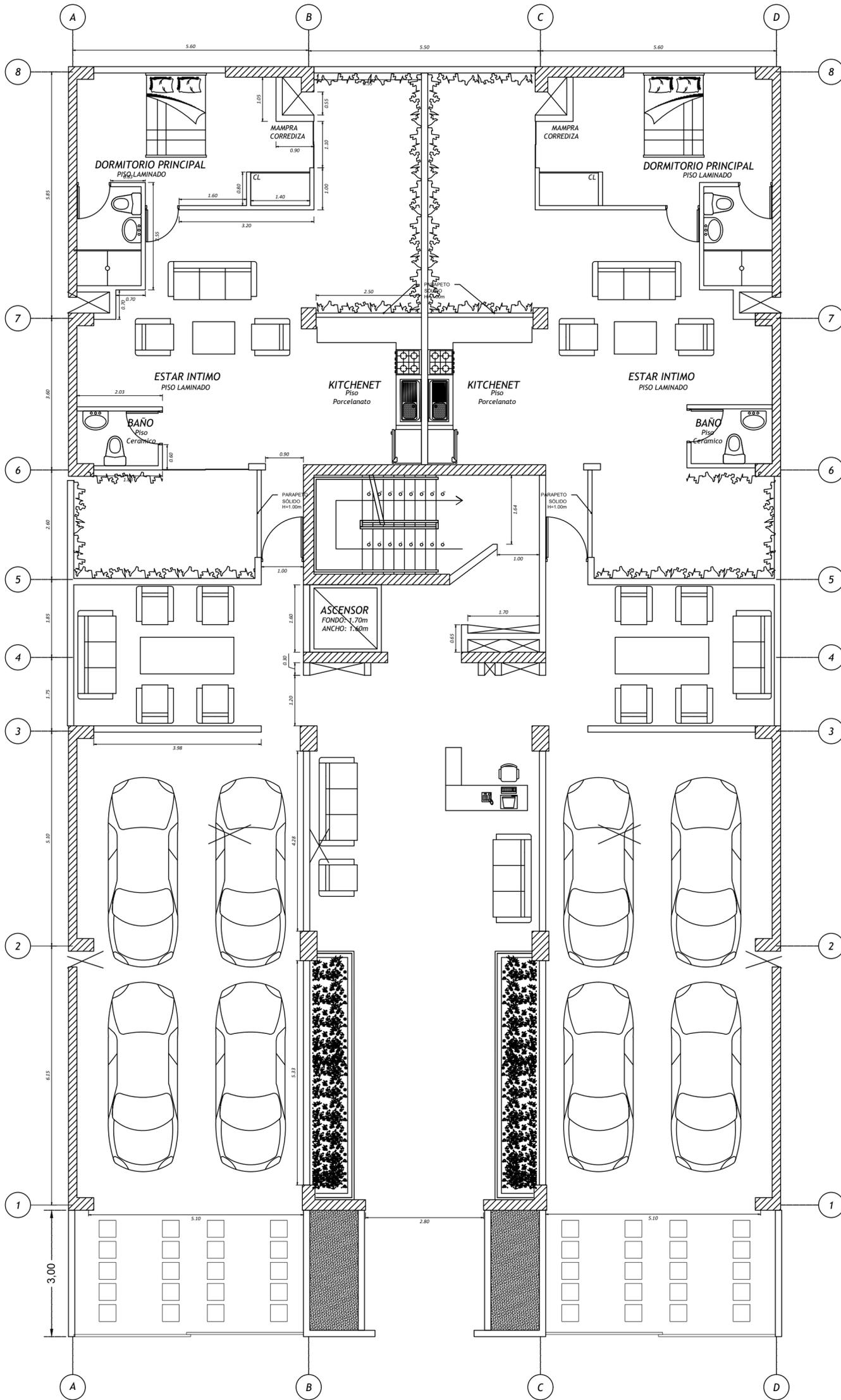
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006) *Norma E.020 Cargas*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2018) *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

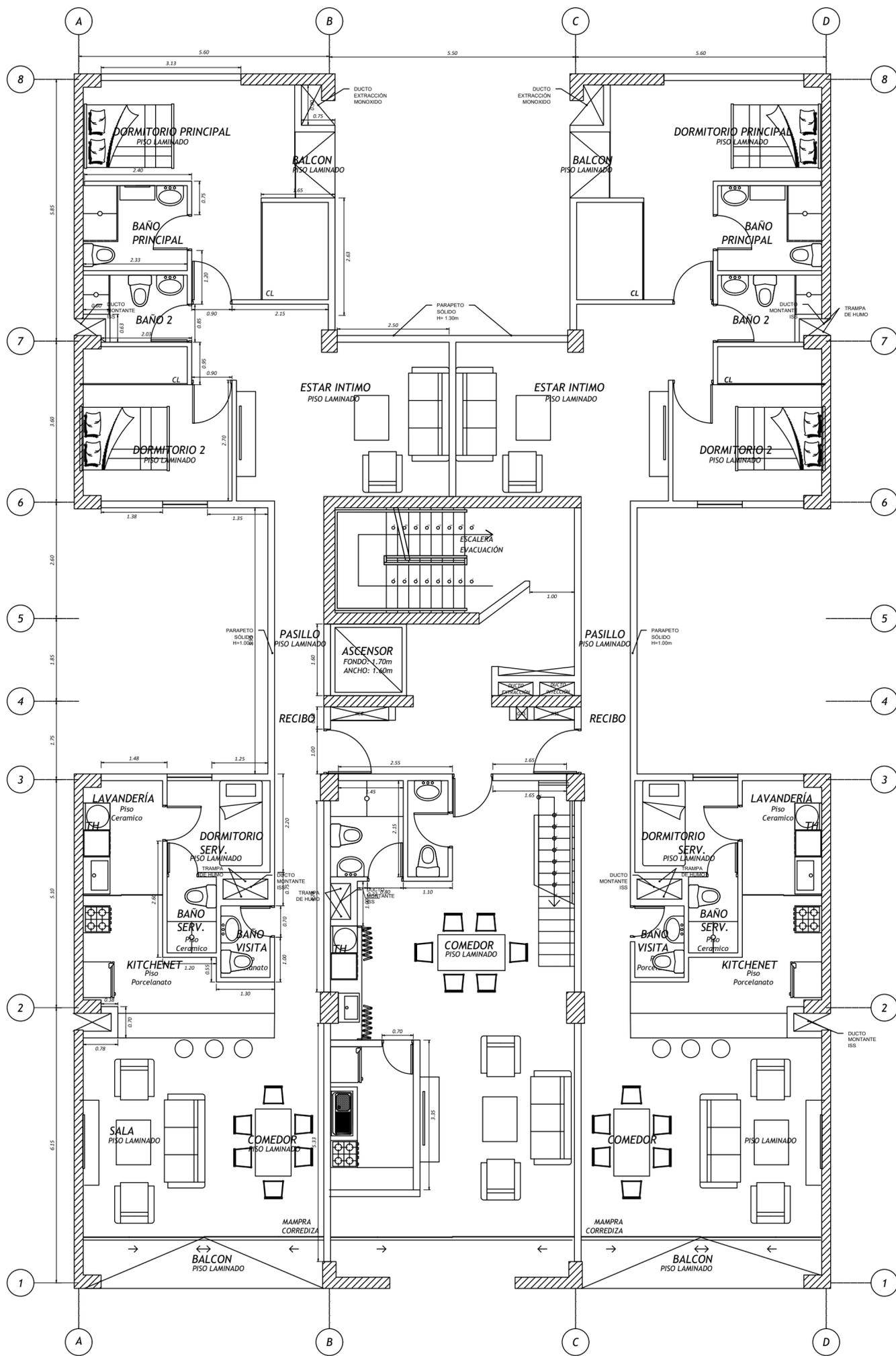
Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009) *Norma E.060 Concreto Armado*. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.

PRISMA, *Manual para detalles de planos estructurales*, Lima: Prisma Ingeniería. 2018.



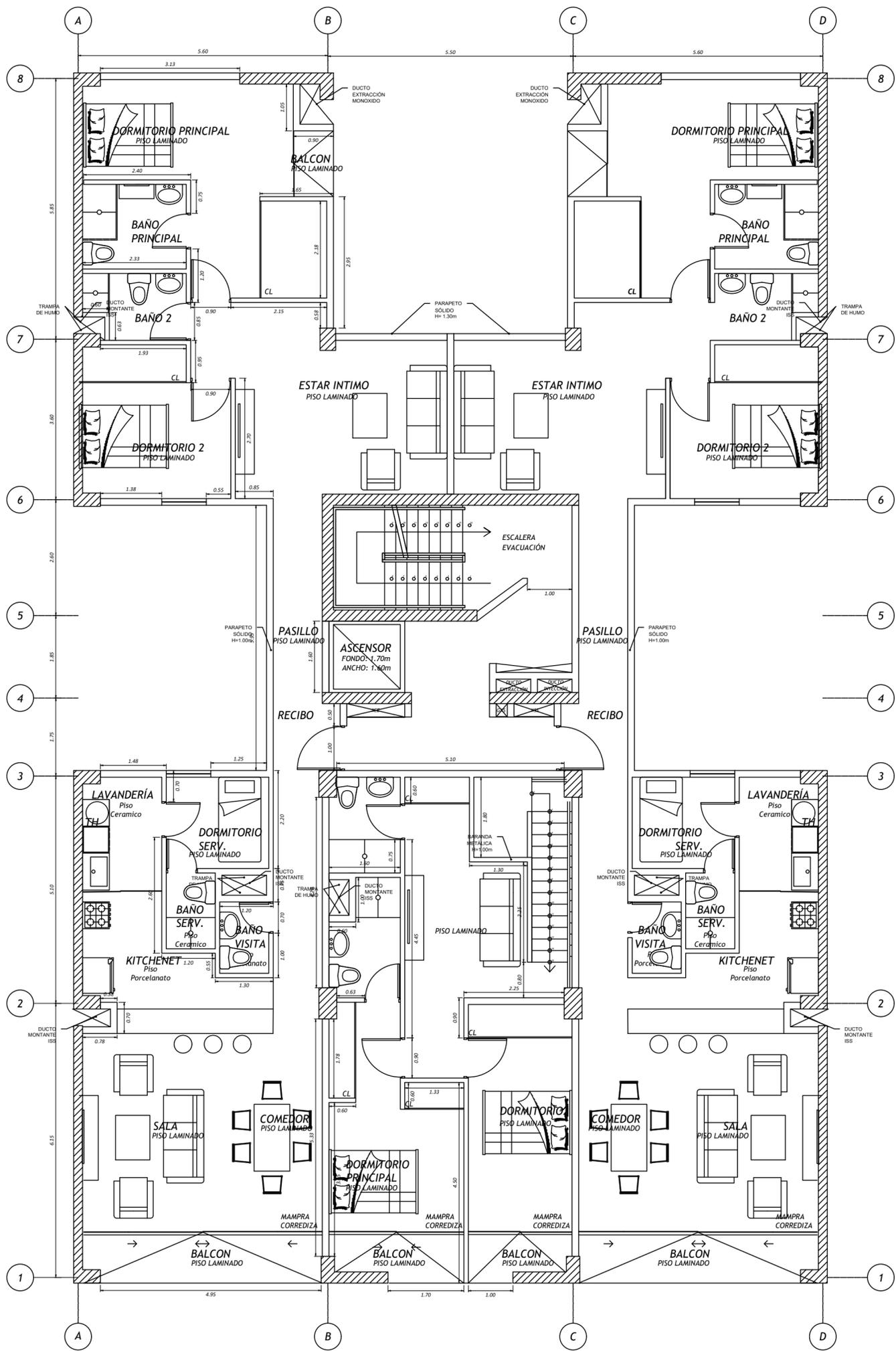
PLANTA DEL PRIMER PISO

LAMINA : A-01	PLANO ARQUITECTURA - PLANTA DEL PRIMER PISO	
	ESCALA 1/75	PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
	FECHA 06/22	UBICACION DIST. MAGDALENA DEL MAR PROV. Y DPTO.: LIMA



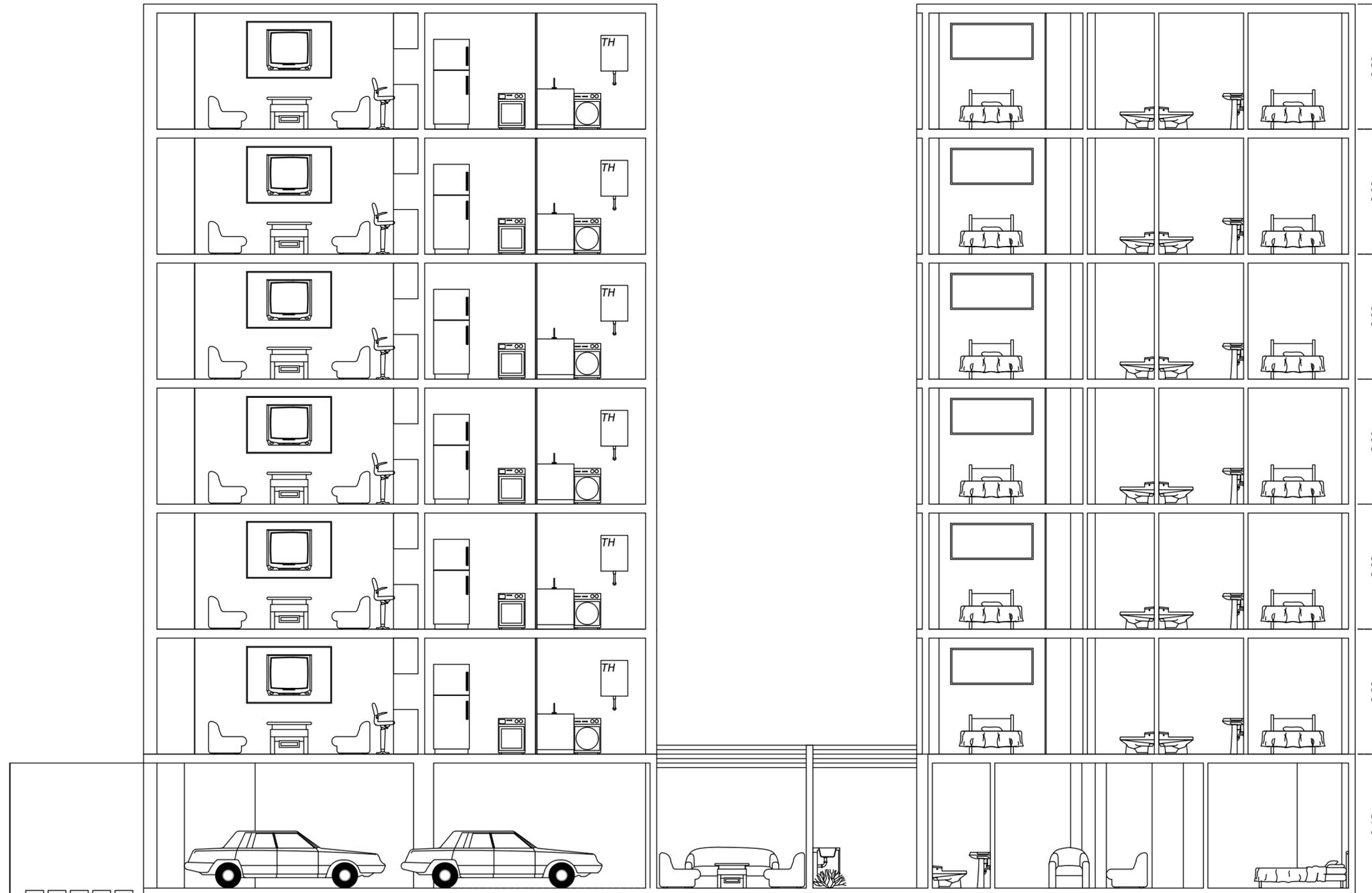
PLANTA PISO TÍPICO 1

LAMINA : A-02	PLANO	ARQUITECTURA - PLANTA PISO TÍPICO 1		
	ESCALA	1/75	PROYECTO:	
			VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
	FECHA	06/22	UBICACION	DIST. MAGDALENA DEL MAR PROV. Y DPTO.: LIMA



PLANTA PISO TÍPICO 2

LAMINA : A-03	PLANO	ARQUITECTURA - PLANTA PISO TÍPICO 2	
	ESCALA	PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
	FECHA	UBICACION	DIST. MAGDALENA DEL MAR PROV. Y DPTO.: LIMA
	06/22		



LAMINA :

A-04

PLANO

ARQUITECTURA - ELEVACION LATERAL 1

ESCALA

1/75

PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

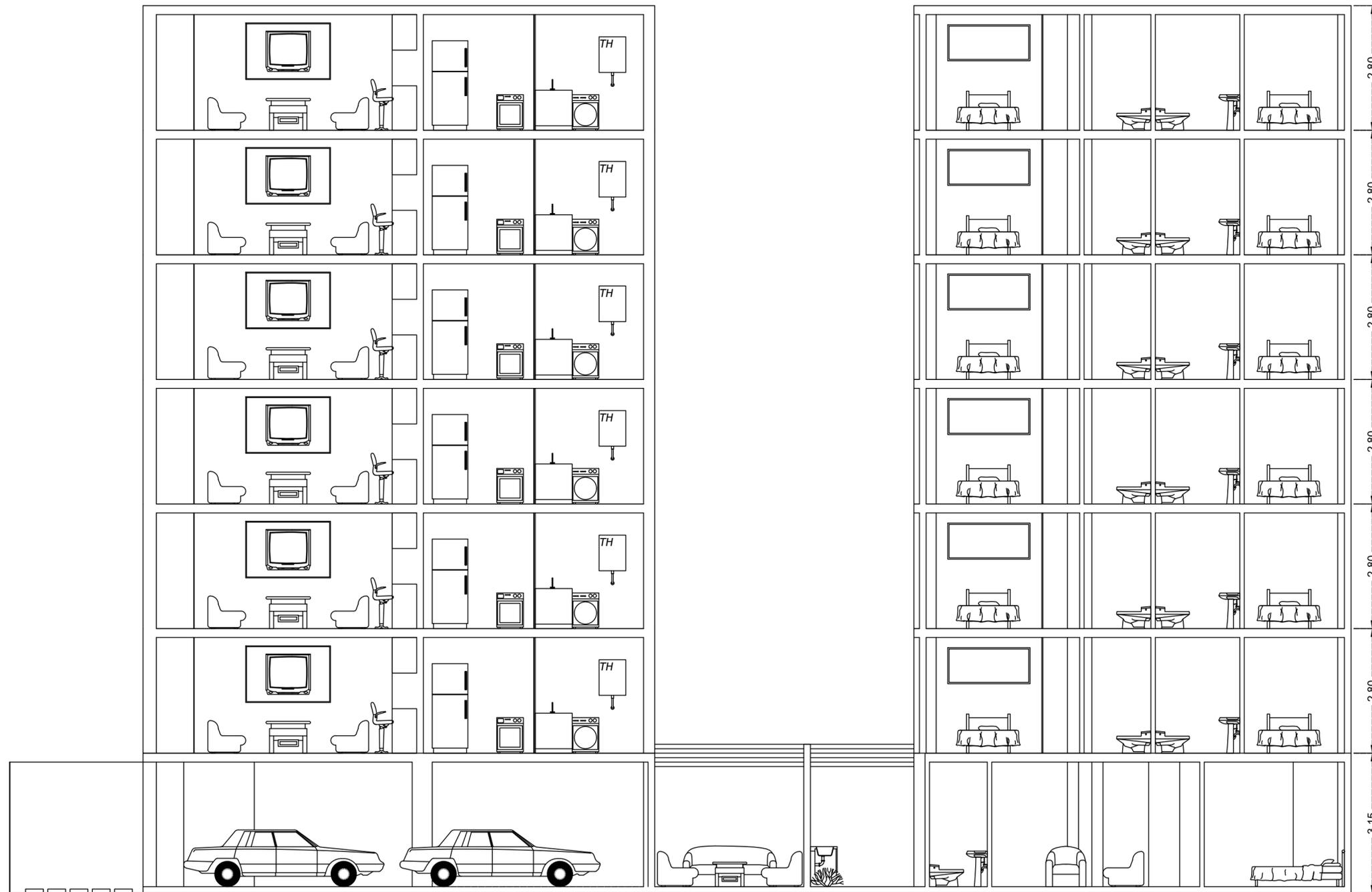
FECHA

06/22

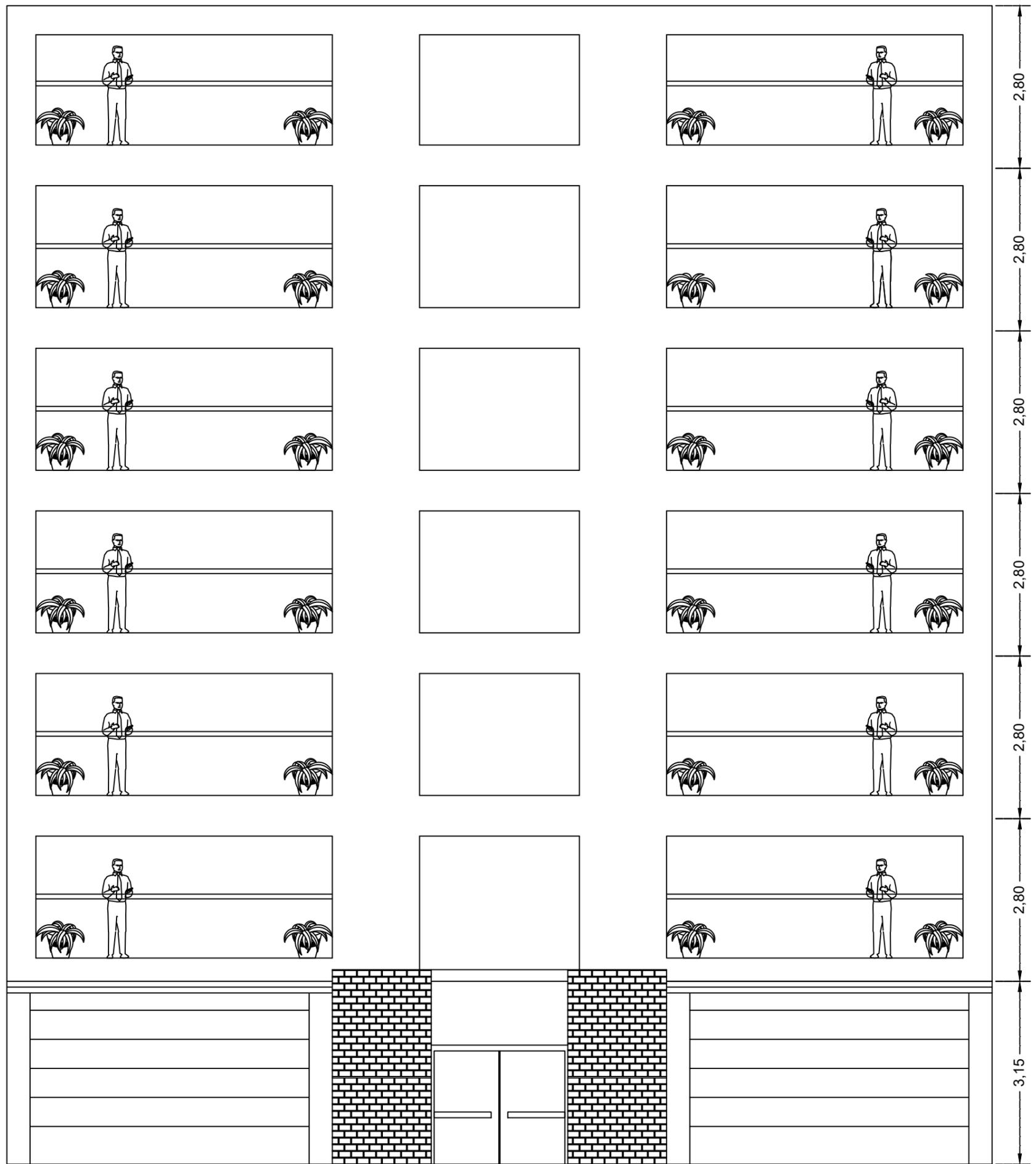
UBICACION

DIST. MAGDALENA DEL MAR

PROV. Y DPTO.: LIMA



LAMINA : A-05	PLANO ARQUITECTURA - ELEVACION LATERAL 2	
	ESCALA 1/75	PROYECTO: VIVIENDA MULTIFAMILIAR
	FECHA 06/22	UBICACION DIST. MAGDALENA DEL MAR PROV. Y DPTO.: LIMA



LAMINA :

A-06

PLANO

ARQUITECTURA - ELEVACION FRONTAL

ESCALA

1/75

PROYECTO:

VIVIENDA MULTIFAMILIAR

FECHA

06/22

UBICACION

DIST. MAGDALENA DEL MAR

PROV. Y DPTO.: LIMA

EDIFICIO MULTIFAMILIAR

"MAGDALENA"

RELACIÓN DE PLANOS

PLANO No.	TÍTULO
E-01	ESPECIFICACIONES GENERALES
E-02	PLANTA DE CIMENTACIÓN
E-03	VIGAS DE CIMENTACIÓN
E-04	ELEMENTOS VERTICALES PLACAS
E-05	ELEMENTOS VERTICALES PLACAS Y COLUMNAS
E-06	ENCOFRADO PISO TÍPICO 1
E-07	ENCOFRADO PISO TÍPICO 2
E-08	VIGAS PISO TÍPICO 1
E-09	VIGAS PISO TÍPICO 2
E-10	ESCALERAS

CARGAS

CARGAS VIVAS:-

REGLAMENTO:	E-0.20
DEPARTAMENTOS	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m ²
ESTACIONAMIENTOS	250 kg/m ²

CARGAS SÍSMICAS

REGLAMENTO:	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
PERIODO TP (s)	0.40
PERIODO TL (s)	2.50
COEFICIENTES DE REDUCCIÓN PARA LAS SOLICITACIONES SÍSMICAS, R	Rx=6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO) Ry=6.00 (REGULAR Y MUROS DE CONCRETO)
RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO BLOQUE 1	
DIRECCIÓN X-X:	
-Txx = 0.71 seg.	
-Vxx = 4.18 ton	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 9.19cm.	
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0056	
DIRECCIÓN Y-Y:	
-Tyy = 0.48 seg.	
-Vyy = 5.31 ton	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 5.21 cm.	
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0033	

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

N	NIVEL
N.T.	NIVEL DE TERRENO
N.P.T.	NIVEL DE PISO TERMINADO
N.S.L.	NIVEL SUPERIOR DE LOSA
N.J.T.	NIVEL DE JARDIN TERMINADO
N.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE ZAPATA
N.F.S.	NIVEL DE FONDO DE SOLADO
N.F.F.Z.	NIVEL DE FONDO DE FALSA ZAPATA
SUP./INF.	SUPERIOR E INFERIOR
SUP./INF.	SUPERIOR E INFERIOR
SUP.	SUPERIOR
INF.	INFERIOR
TIP.	TÍPICO
MIN.	MÍNIMO
MAX.	MÁXIMO
ESC.	ESCALA
S/E	SIN ESCALA
@	A CADA/HASTA
Ø	DIÁMETRO
RTO	RESTO
EXTR.	EXTREMO
LP	LÍMITE DE PROPIEDAD

CONCRETO

1. COLOCACIÓN:-

- EL CONCRETO DEBE DEPOSITARSE LO MÁS CERCA POSIBLE DE SU UBICACIÓN FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACIÓN DEBIDA A SU MANIPULACIÓN O TRANSPORTE.
- LA COLOCACIÓN DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLÁSTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FÁCILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZOS.
- NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA, CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUÉS DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUÉS DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACIÓN DEL CONCRETO, ÉSTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACIÓN CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCIÓN DEFINIDA POR SUS LÍMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACIÓN, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDAS, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

2. CURADO:-

- A MENOS DE QUE EL CURADO SE REALICE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02, EL CONCRETO DEBE MANTENERSE A UNA TEMPERATURA POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS DURANTE LOS PRIMEROS 7 DÍAS DESPUÉS DEL VACIADO (EXCEPTO CUANDO SE EMPLEEN CONCRETOS DE ALTA RESISTENCIA INICIAL).
- EL CONCRETO DE ALTA RESISTENCIA INICIAL DEBE MANTENERSE POR ENCIMA DE 10° C Y EN CONDICIONES DE HUMEDAD POR LO MENOS LOS 3 PRIMEROS DÍAS, DESPUÉS DEL VACIADO A EXCEPCIÓN DE CUANDO SE CURE DE ACUERDO CON LA SECCIÓN 5.11.3 DEL ACI-318-02.

3. ENCOFRADO:-

- LOS ENCOFRADOS PARA EL CONCRETO DEBEN SER DISEÑADOS Y CONSTRUIDOS POR UN PROFESIONAL RESPONSABLE, DE ACUERDO A LOS REGLAMENTOS VIGENTES. EL CONSTRUCTOR SERÁ EL RESPONSABLE DE SU SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN DE LA ESTRUCTURA PROYECTADA.

4. CALIDAD DEL CONCRETO:-

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO A LOS 28 DÍAS, (f'c)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO +30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm ²	6"	4"
CIMENTOS CORRIDOS DE CONCRETO SIMPLE (CONCRETO CICLOPEO) +30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN	100 kg/cm ²	4"	4"
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS	210 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS DE LAS PLACAS.	210 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS CORRIDAS DE LOS MUROS DE CIMENTACIÓN.	210 kg/cm ²	2"	4"
PLACAS Y COLUMNAS DE C* ^A	De 1ero. a Azotea: 210 kg/cm ²	1"	4"
VIGAS DE CIMENTACIÓN	210 kg/cm ²	---	---
VIGAS Y LOSAS EN LOS ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm ²	---	---
COLUMNAS DE ARRIOSTRE EN LA TABIQUERÍA	175 kg/cm ²	3/4"	4"

5. ACERO DE REFUERZO:-

REFUERZO	CALIDAD	RESISTENCIA A LA FLUENCIA (fy)
ACEROS LONGITUDINALES	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²
ESTRIBOS	ASTM A615 - GRADO 60	4200 kg/cm ²

6. RECUBRIMIENTOS:-

LOS RECUBRIMIENTOS LIBRES DE LOS REFUERZOS (MEDIDOS DESDE LOS ESTRIBOS O LAS VARILLAS DE CONFINAMIENTO HASTA LA SUPERFICIE EXTERIOR DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES) SERÁN LOS SIGUIENTES, A MENOS QUE SE ESPECIFIQUE ALGO DIFERENTE EN PLANOS DE DETALLES Y NOTAS.

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0cm
COLUMNAS	4.0cm
VIGAS	4.0cm
COLUMNETAS EN TABIQUERÍA	2.0cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCIÓN PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTÉN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERÁN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE CONSIDERARÁ EN LA CONSTRUCCIÓN DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS. SIN LA APROBACIÓN PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTÁN REPRESENTADOS DIAGRAMÁTICAMENTE, ASÍ, NO ESTÁN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.
- LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERÁN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES ESTOS PLANOS. CUANDO LOS EMPALMEN QUE NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, DEBERÁN ESTOS PODER DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO QUE SE INDICA.
- PODRÁN SOLDARSE LOS REFUERZOS SÓLO CON LA PREVIA AUTORIZACIÓN DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS NO SERÁN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONTRACCIÓN.

ESPECIFICACIONES GENERALES

- ADEMÁS DE ESTOS PLANOS, DEBEN CONSIDERARSE AQUELLOS DE LAS OTRAS ESPECIALIDADES DEL PROYECTO.
- ANTES DE PROCEDER CON LOS TRABAJOS, CUALQUIER DISCREPANCIA DEBE SER REPORTADA OPORTUNAMENTE AL ESPECIALISTA RESPONSABLE.
- LAS DIMENSIONES Y TAMAÑOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y SUS REFUERZOS NO DEBEN SER OBTENIDOS DE UNA MEDICIÓN DIRECTA EN ESTOS PLANOS.
- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBEN SER CONSTATADAS POR EL CONTRATISTA ANTES DE EMPEZAR CON LOS TRABAJOS DE CONSTRUCCIÓN.
- DURANTE LA OBRA, EL CONTRATISTA ES RESPONSABLE DE LA SEGURIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN.
- LOS MATERIALES Y LA MANO DE OBRA DEBEN ESTAR EN CONFORMIDAD CON LOS REQUERIMIENTOS INDICADOS EN LAS EDICIONES VIGENTES DE LOS REGLAMENTOS RELEVANTES PARA EL PERÚ.
- REVISAR LAS ESPECIFICACIONES TÉCNICAS QUE SE ADJUNTAN PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS.

CIMENTACIONES

1. RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN:	ZAPATAS AISLADAS Y CONECTAS DE CONCRETO ARMADO
PROFUNDIDAD DE LA NAPA FREÁTICA:	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA
PARÁMETROS DE DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN:	1.50m (CON RESPECTO AL NIVEL DEL PISO TERMINADO DEL PRIMER PISO).
PRESIÓN ADMISIBLE:	4.00 kg/cm ²
PARÁMETROS SÍSMICOS DEL SUELO (DE ACUERDO A LA NORMA E.030)	
ZONA SÍSMICA:	4
TIPO DE PERFIL DEL SUELO:	SUELO MUY RÍGIDO
FACTOR DEL SUELO (S):	1.00
PERIODO TP (s):	0.40
PERIODO TL (s):	2.50
PROBLEMAS ESPECIALES DE CIMENTACIÓN	
LICUACIÓN:	---
COLAPSO:	---
EXPANSIÓN:	---
INDICACIONES ADICIONALES:	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA.

- LAS EXCAVACIONES DEBERÁN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMONTE Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERÁN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACIÓN Y DEBEN SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACIÓN SE ENCUENTRE UNLENTE BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERÁ PROFUNDIZARSE LA EXCAVACIÓN HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m. Y SE VACIARÁ EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACIÓN EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLOPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERÁN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS, EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERÁN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PÉRDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO MECÁNICAS DE LOS SUELOS PARA EL APOYO DE LA CIMENTACION YA QUE PODRÍAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERÁN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARSE ESTAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARÁ EN CAPAS DE NO MAS DE 0.15m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO. DE ESTA MANERA SE LOGRARÁ UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARÁ LA APARICIÓN DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIÉN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS.



PROYECTO:

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
MAGDALENA**

UBICACIÓN:
REGIÓN: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MAGDALENA DEL MAR

PLANO:

**ESPECIFICACIONES
GENERALES**

DISEÑO:

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR:

**PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO**

ESCALA:

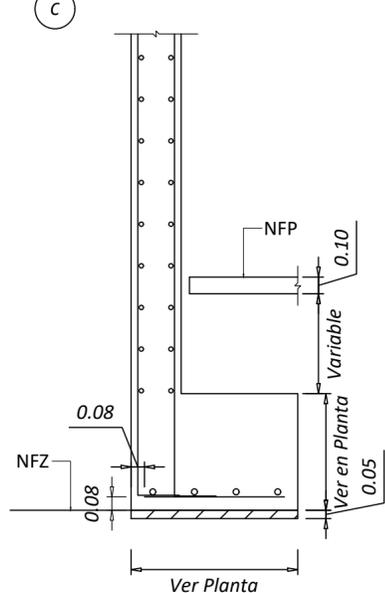
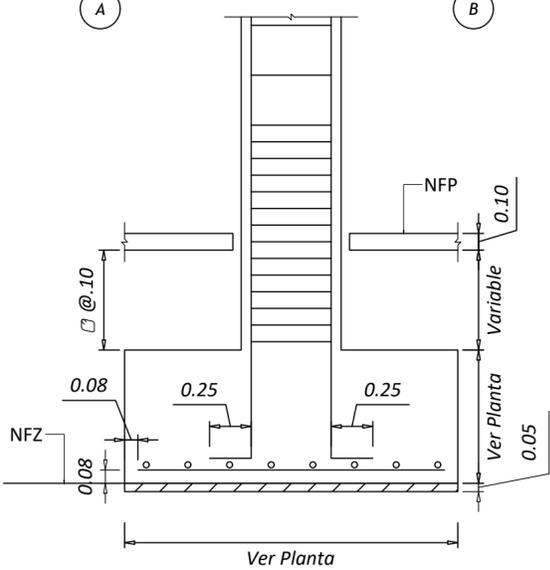
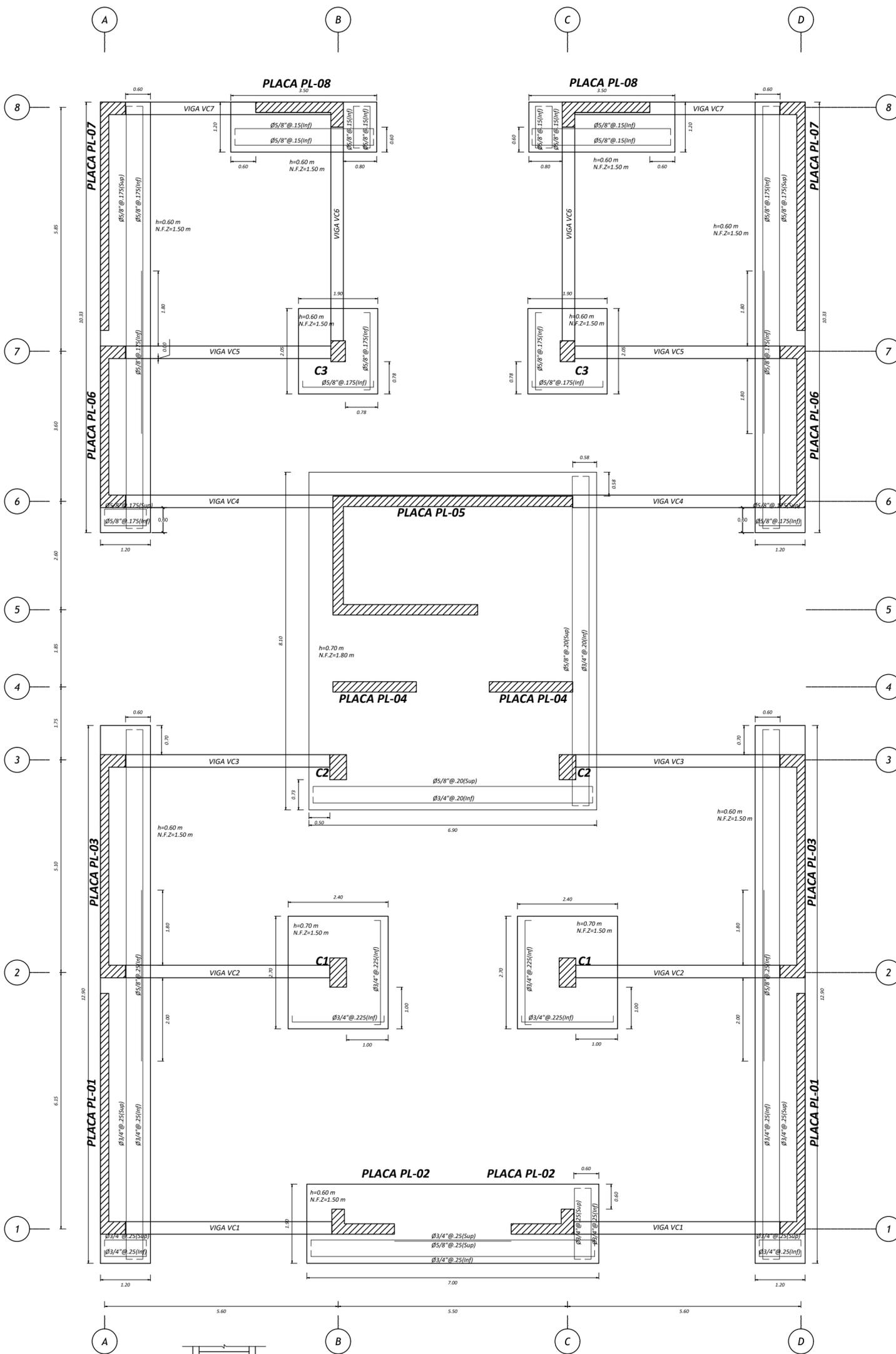
1:100

FECHA:

**JUNIO
2022**

LAMINA:

E-01



PROYECTO :

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
MAGDALENA**

UBICACIÓN :

REGIÓN : LIMA
PROVINCIA : LIMA
DISTRITO : MAGDALENA DEL MAR

PLANO :

PLANTA DE CIMENTACIÓN

DISEÑO :

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR :

**PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO**

ESCALA :

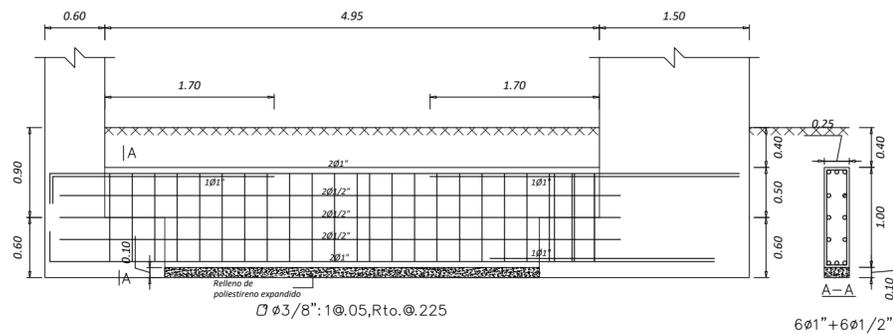
1:50

FECHA :

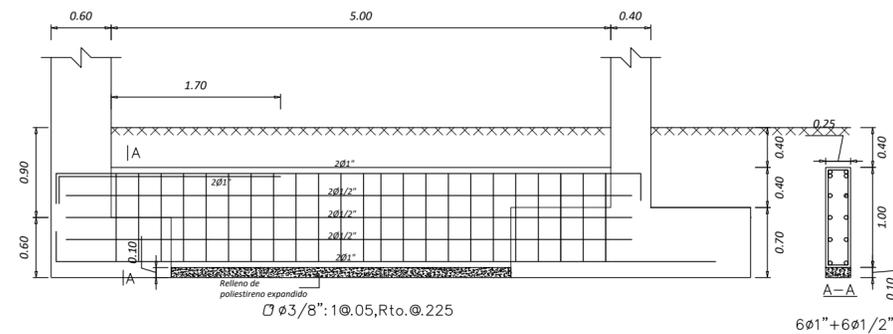
**AGOSTO
2020**

LAMINA :

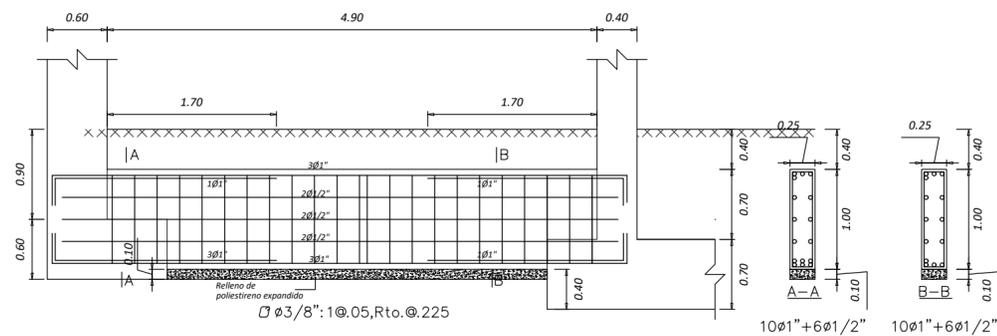
E-02



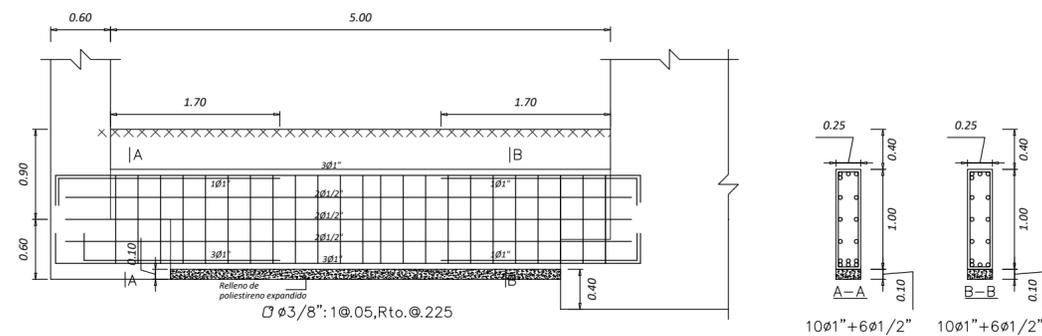
VC-01 (0.30x1.00)



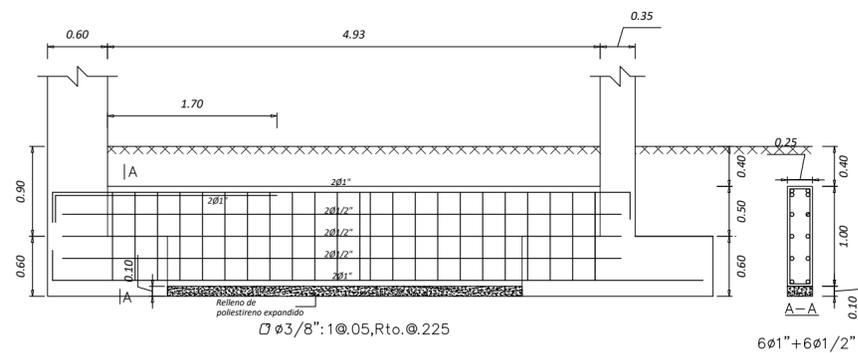
VC-02 (0.30x1.00)



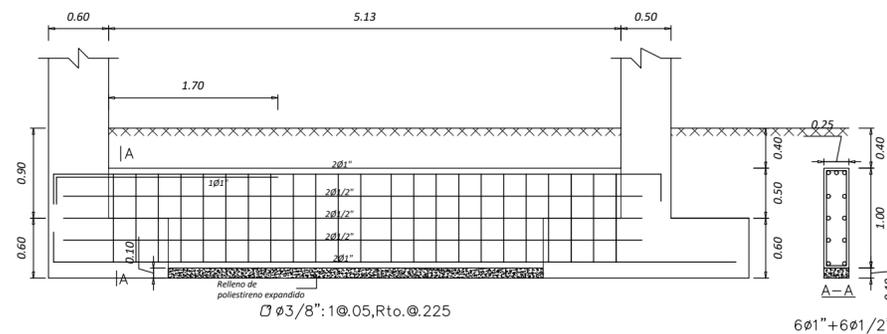
VC-03 (0.30x1.00)



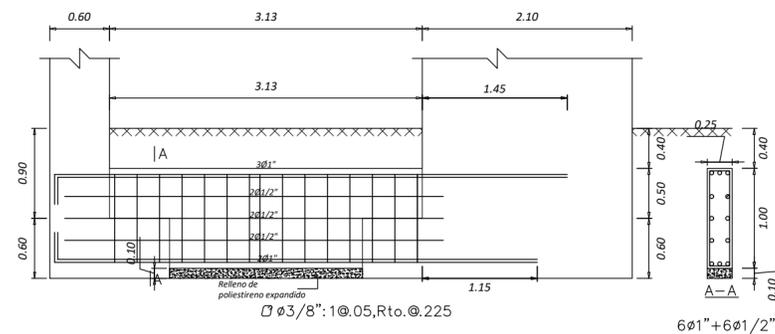
VC-04 (0.30x1.00)



VC-05 (0.30x1.00)



VC-06 (0.30x1.00)



VC-07 (0.30x1.00)



PROYECTO :

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
MAGDALENA**

UBICACIÓN :

REGIÓN : LIMA
PROVINCIA : LIMA
DISTRITO : MAGDALENA DEL MAR

PLANO :

VIGAS DE CIMENTACIÓN

DISEÑO :

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR :

**PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO**

ESCALA :

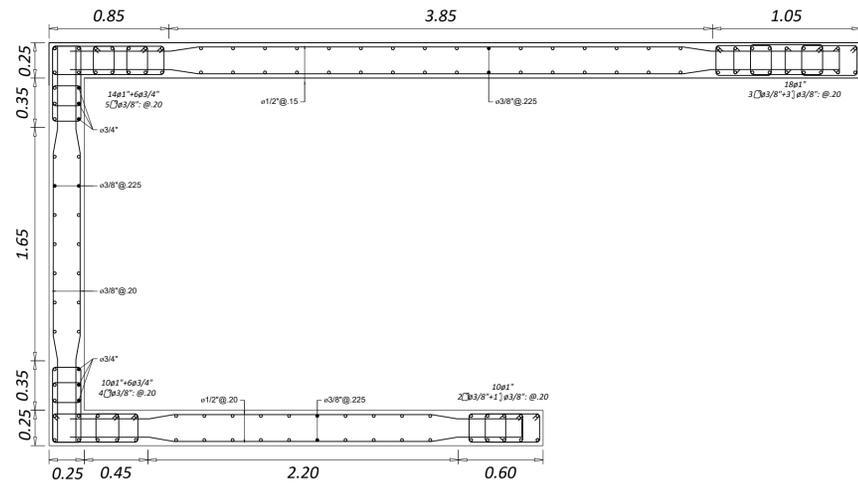
1:50

FECHA :

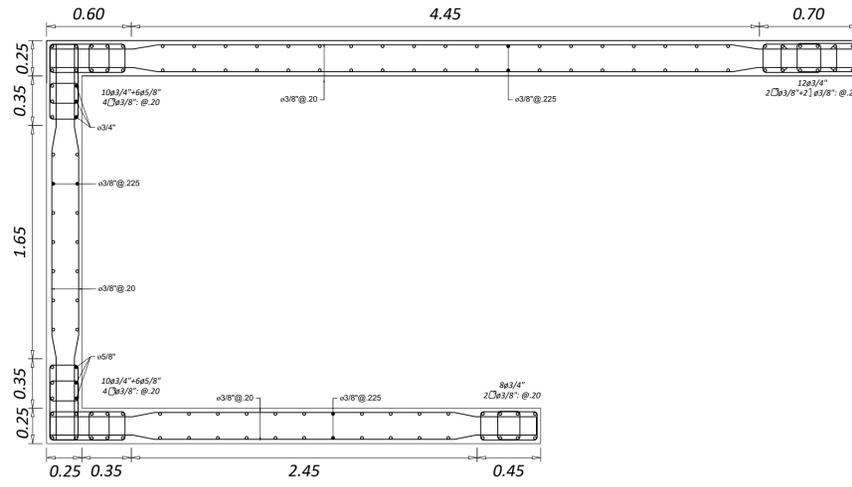
**JUNIO
2022**

LAMINA :

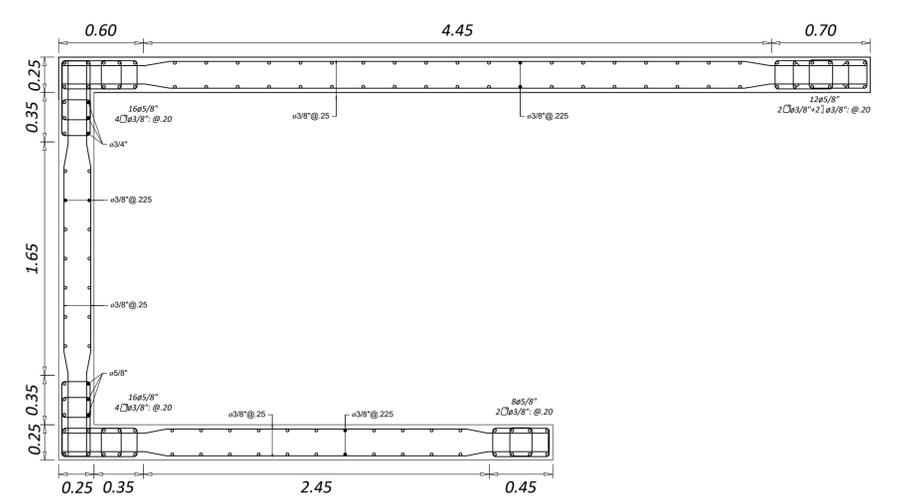
E-03



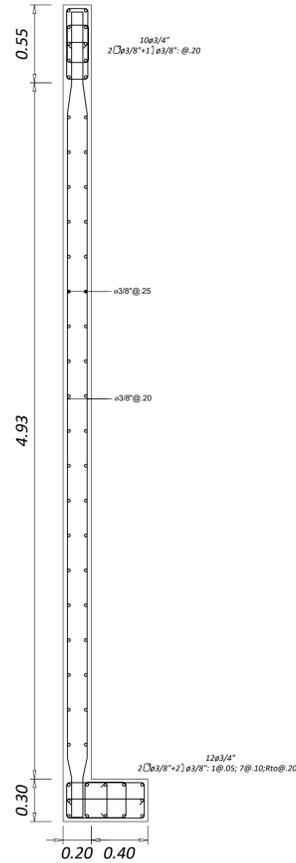
PL-05(PRIMER AL SEGUNDO PISO)



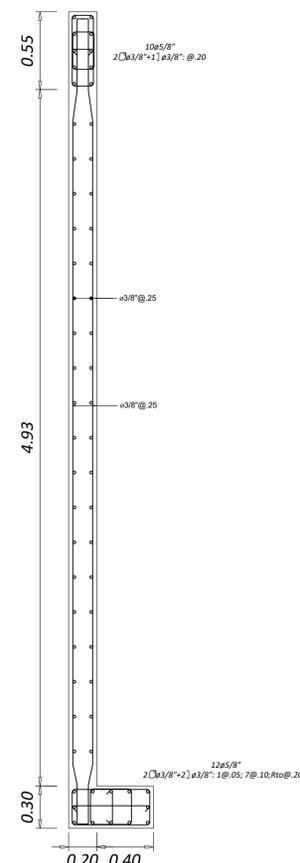
PL-05(TERCER AL CUARTO PISO)



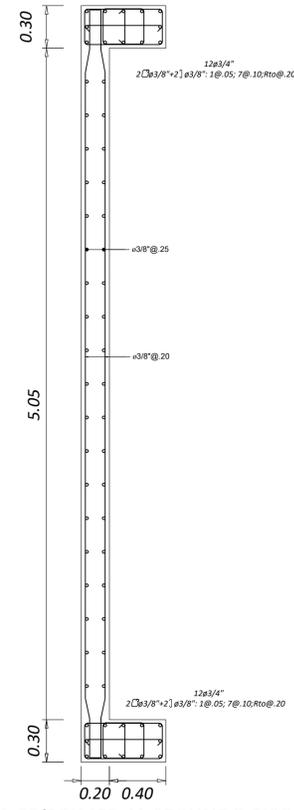
PL-05(QUINTO AL SEPTIMO PISO)



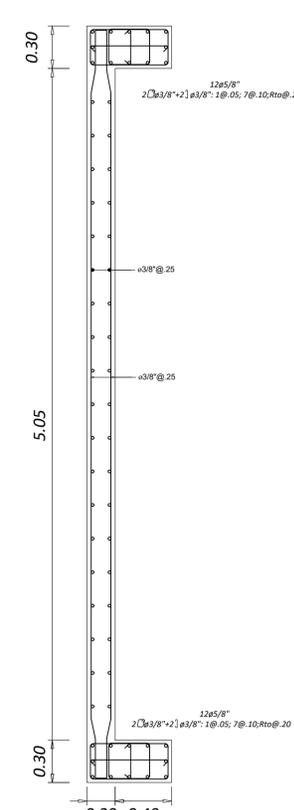
PL-01(PRIMER AL SEGUNDO PISO)



PL-01(TERCER AL SEPTIMO PISO)



PL-03(PRIMER AL SEGUNDO PISO)



PL-03(TERCER AL SEPTIMO PISO)



PROYECTO :

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
MAGDALENA**

UBICACIÓN :

REGIÓN : LIMA
PROVINCIA : LIMA
DISTRITO : MAGDALENA DEL MAR

PLANO :

**ELEMENTOS VERTICALES
PLACAS**

DISEÑO :

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR :

**PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO**

ESCALA :

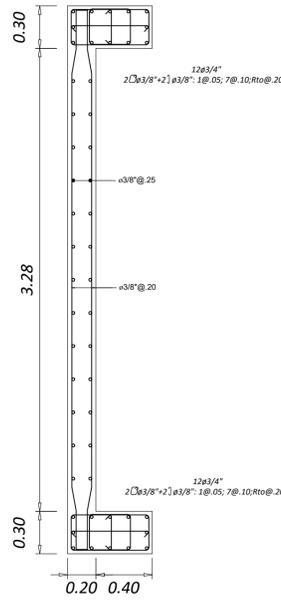
1:25

FECHA :

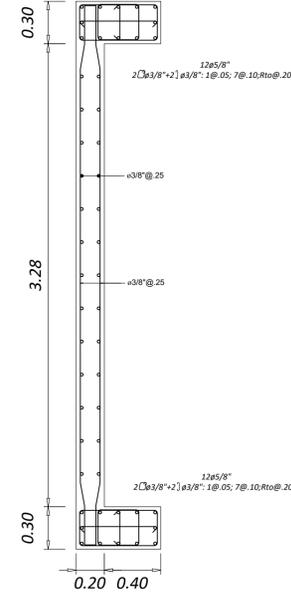
**JUNIO
2022**

LAMINA :

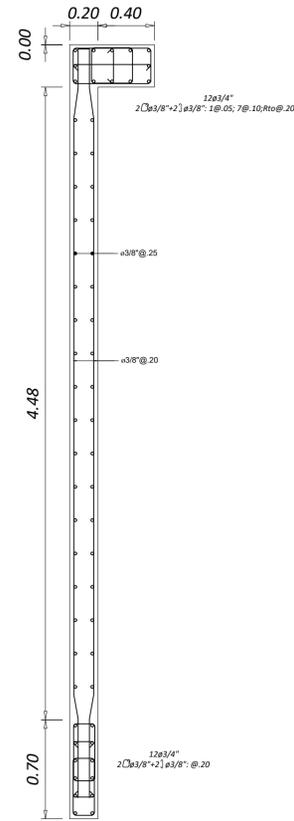
E-05



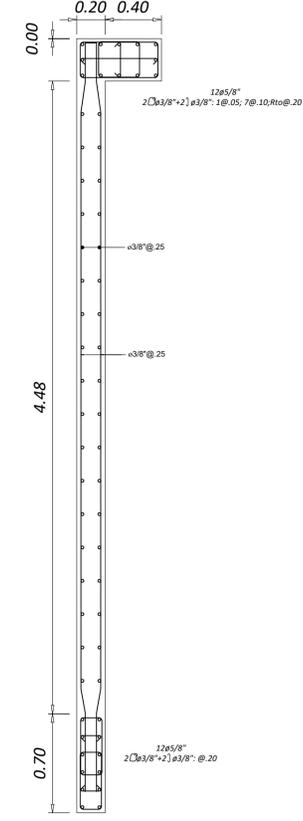
PL-06(PRIMER AL SEGUNDO PISO)



PL-06(TERCER AL SEPTIMO PISO)

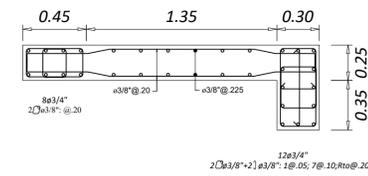


PL-07(PRIMER AL SEGUNDO PISO)

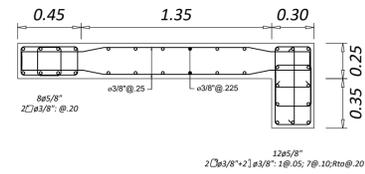


PL-07(PRIMER AL SEGUNDO PISO)

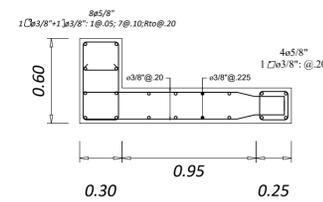
NIVEL	C1	C2	C3
1ero al 3ero			
4to al 7mo			



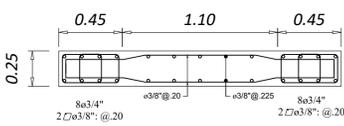
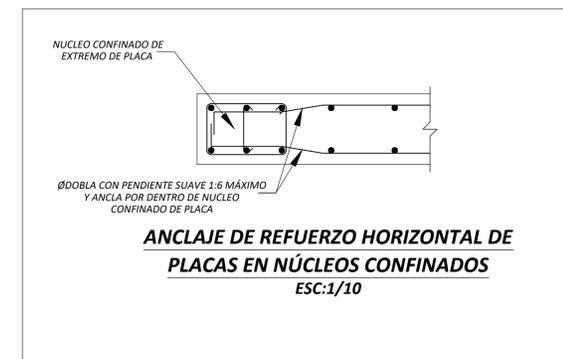
PL-08(PRIMER AL SEGUNDO PISO)



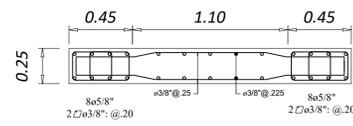
PL-08(TERCER AL SEPTIMO PISO)



PL-02(PRIMER AL SEPTIMO PISO)



PL-04(PRIMER AL SEGUNDO PISO)



PL-04(TERCER AL SEPTIMO PISO)



PROYECTO :

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
MAGDALENA**

UBICACIÓN :

REGIÓN : LIMA

PROVINCIA : LIMA

DISTRITO : MAGDALENA DEL MAR

PLANO :

**ELEMENTOS VERTICALES
PLACAS Y COLUMNAS**

DISEÑO :

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR :

**PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO**

ESCALA :

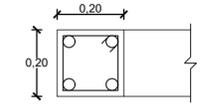
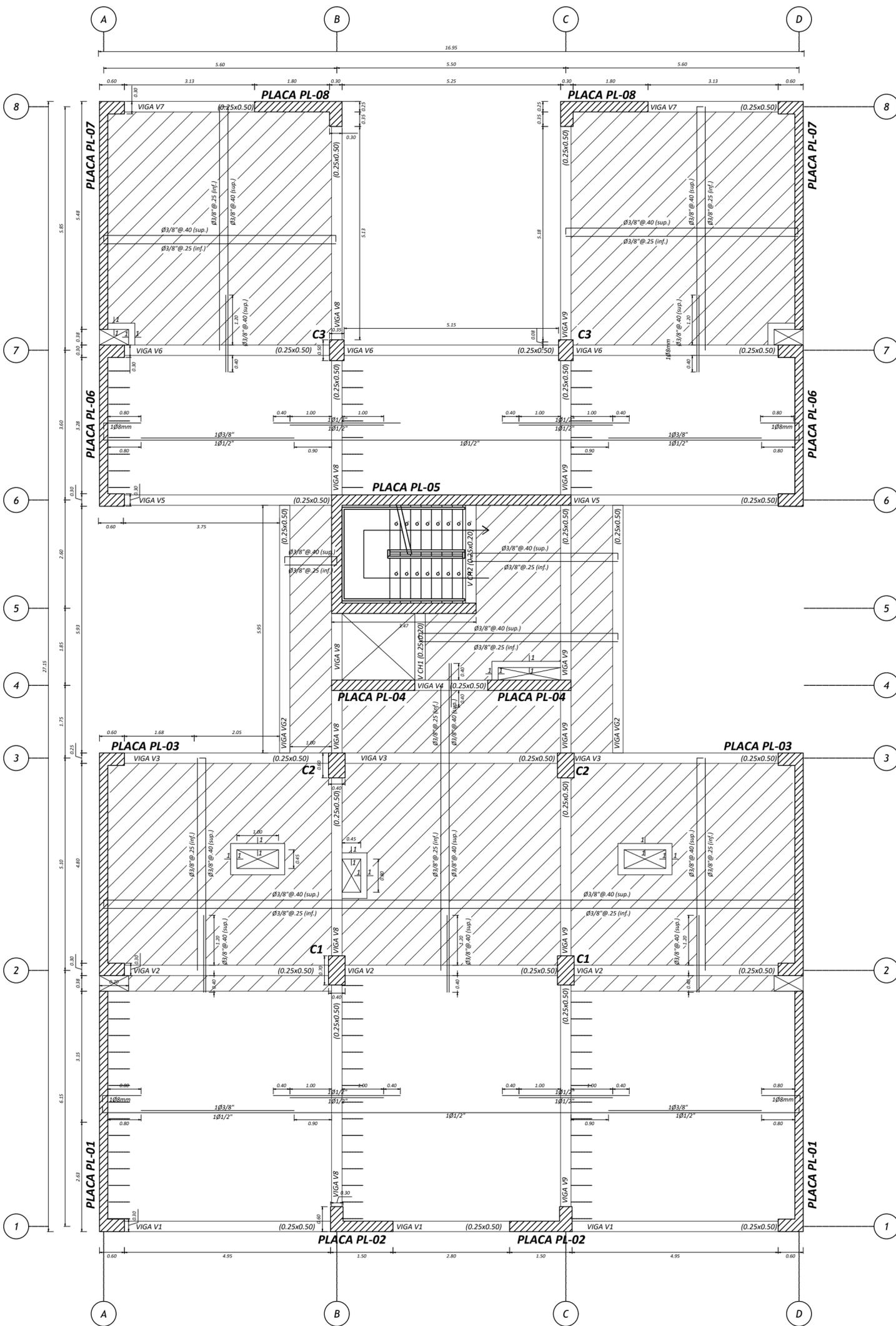
1:25

FECHA :

**JUNIO
2022**

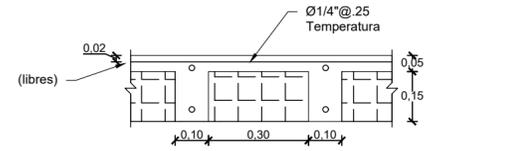
LAMINA :

E-04

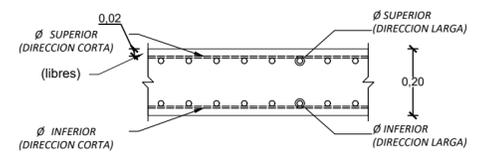


4x3/4"
Ø 3/8":1@.05,3@.15,Rto.@.20

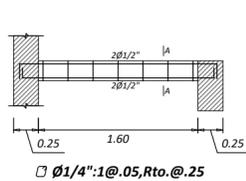
CORTE 1-1
ESCALA: 1:15



DETALLE DE SECCIÓN TÍPICAPARA LOSA ALIGERADA DE h=0.20m
ESCALA: 1:15



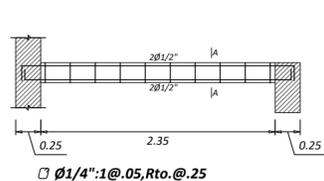
DETALLE TÍPICO DE LOSA h=0.20m
ESCALA: 1:15



CORTE A-A

Ø 1/4":1@.05,Rto.@.25

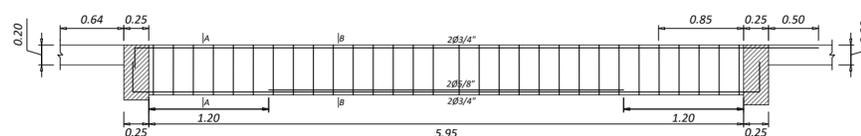
VIGA VCH-01 (0.25x0.20)
ESCALA: 1:50



CORTE A-A

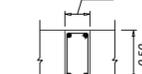
Ø 1/4":1@.05,Rto.@.25

VIGA VCH-02 (0.25x0.20)
ESCALA: 1:50



Ø 1/4":1@.05,Rto.@.20

VIGA VG-02 (0.25x0.50)
ESCALA: 1:50



CORTE A-A



CORTE B-B



PROYECTO:

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
MAGDALENA**

UBICACIÓN:

REGIÓN: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MAGDALENA DEL MAR

PLANO:

**ENCOFRADOS PISO
TÍPICO 1**

DISEÑO:

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR:

**PAULO ISRAEL
MEJÍA TREJO**

ESCALA:

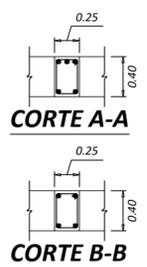
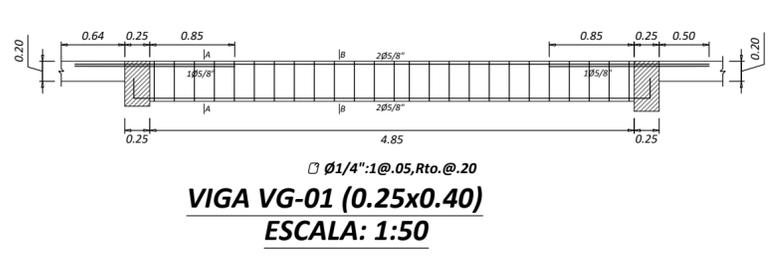
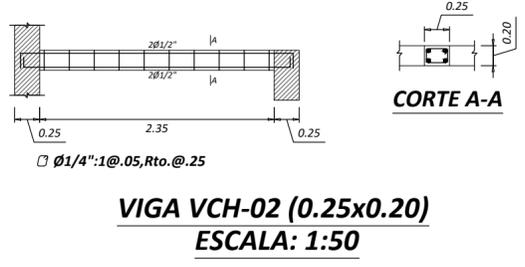
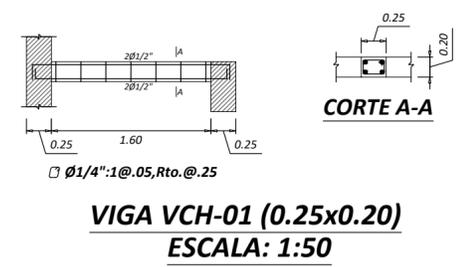
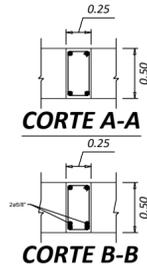
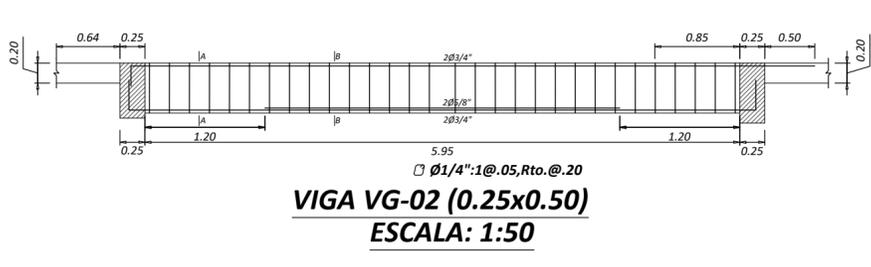
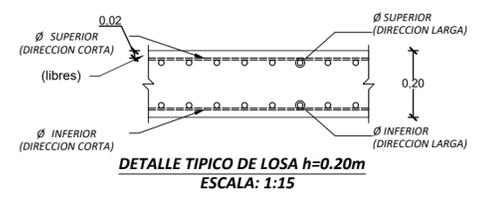
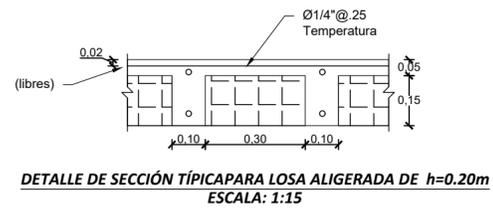
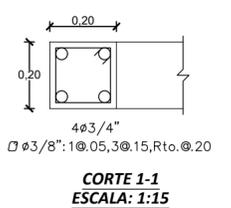
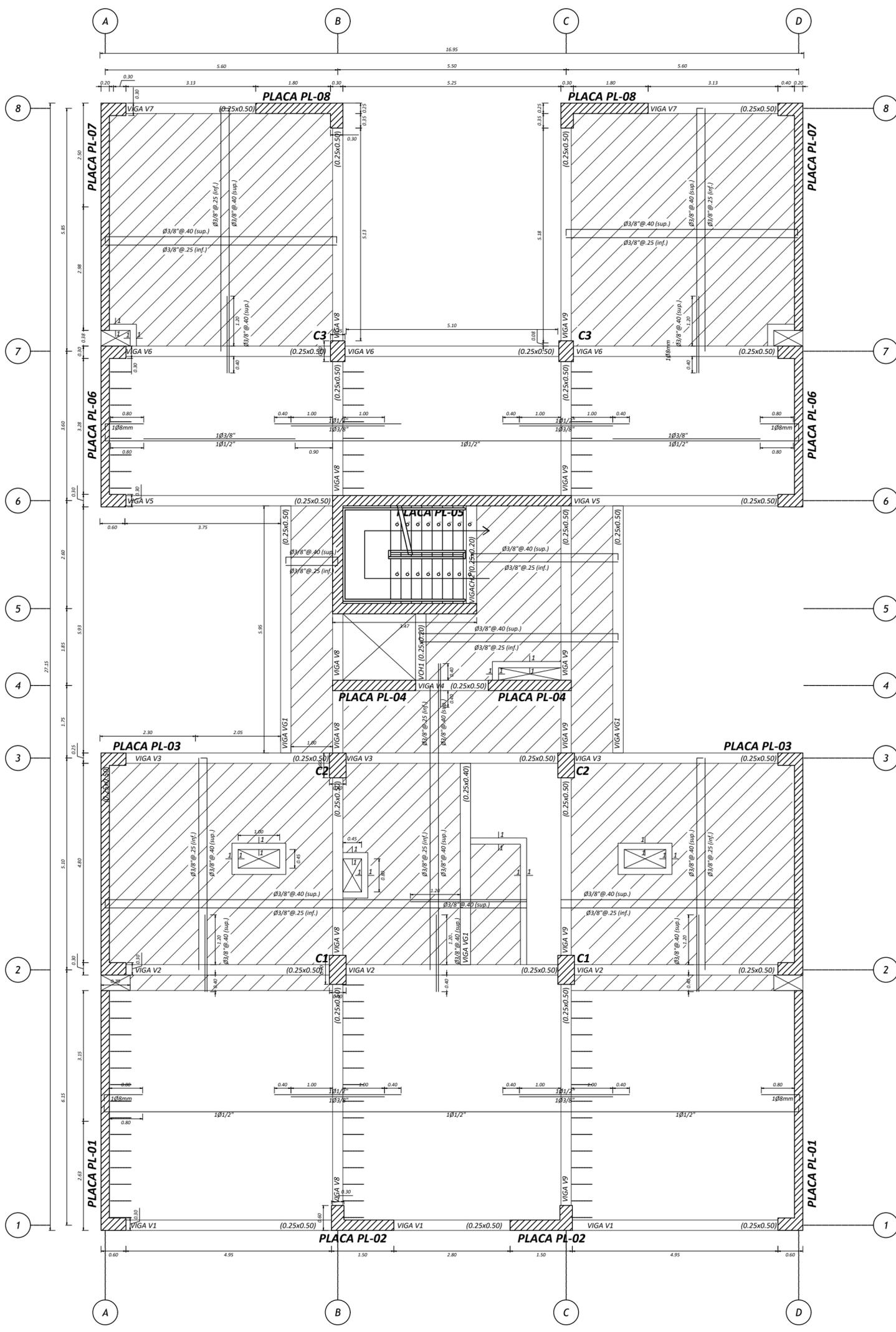
1:75

FECHA:

**JUNIO
2022**

LAMINA:

E-06



PUCP

PROYECTO:
EDIFICIO MULTIFAMILIAR MAGDALENA

UBICACIÓN:
REGIÓN: LIMA
PROVINCIA: LIMA
DISTRITO: MAGDALENA DEL MAR

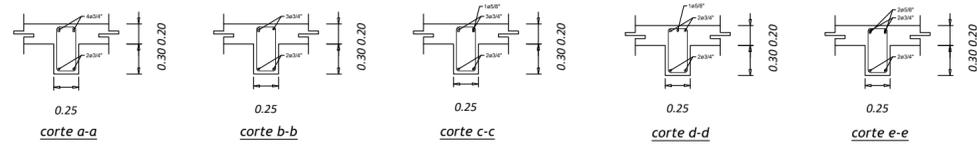
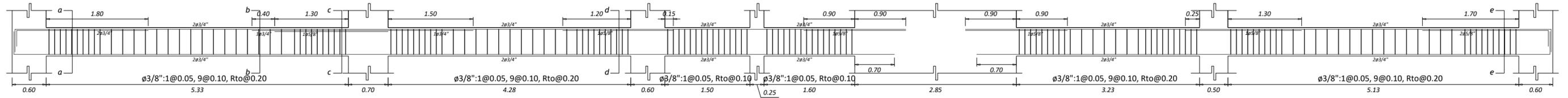
PLANO:
ENCOFRADOS PISO TÍPICO 2

DISEÑO:
ROY FRANK ESCALANTE YUPANQUI

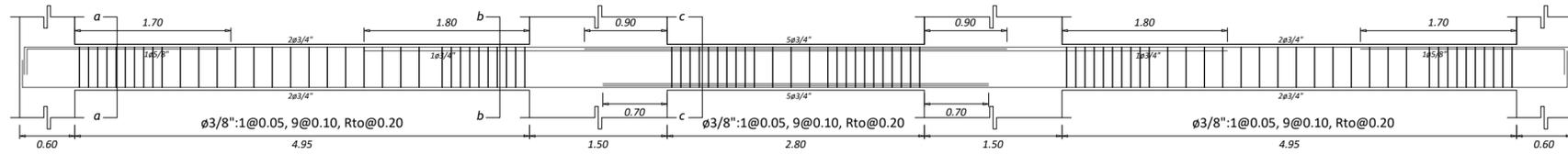
ASESOR:
PAULO ISRAEL MEJÍA TREJO

ESCALA: 1:75 FECHA: AGOSTO 2020

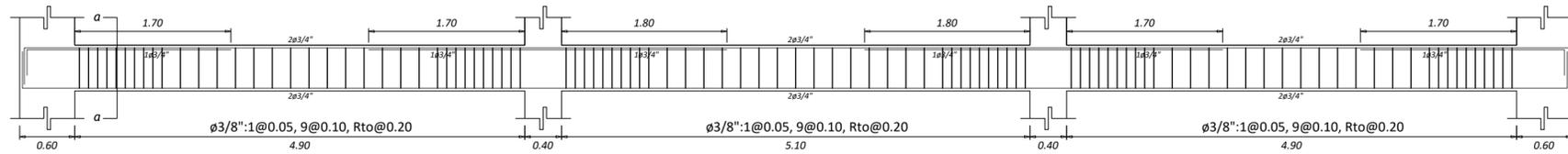
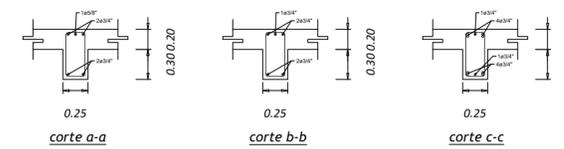
LAMINA:
E-07



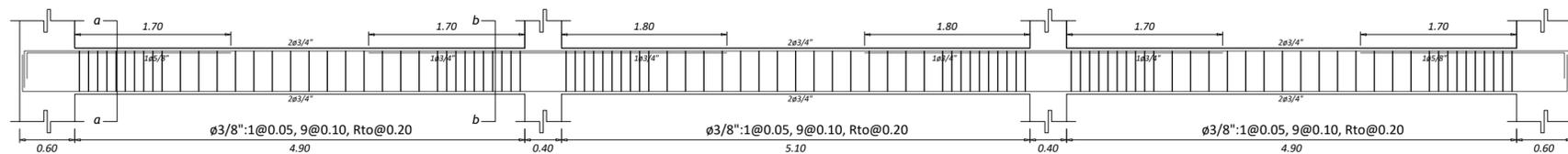
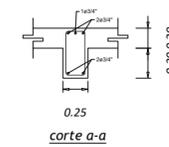
$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V8 (0.25x0.50)



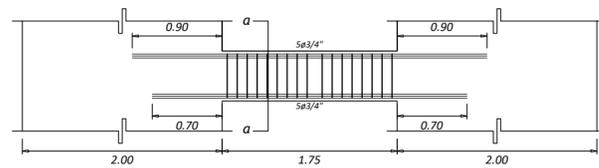
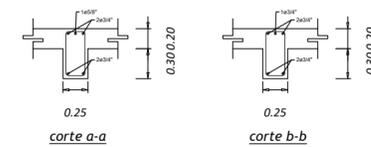
$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V1 (0.25x0.50)



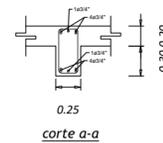
$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V2 (0.25x0.50)



$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V3 (0.25x0.50)



$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, Rto @ 0.10$
VIGA V4 (0.25x0.50)



PROYECTO :

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
MAGDALENA**

UBICACIÓN :

REGIÓN : LIMA
 PROVINCIA : LIMA
 DISTRITO : MAGDALENA DEL MAR

PLANO :

VIGAS PISO TÍPICO1

DISEÑO :

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR :

**PAULO ISRAEL MEJÍA
TREJO**

ESCALA :

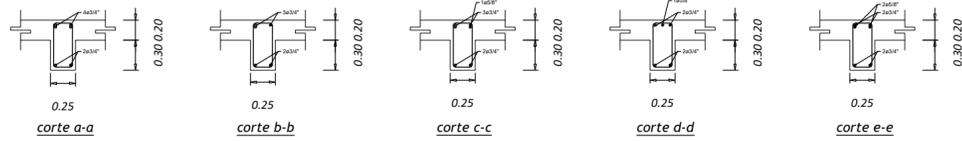
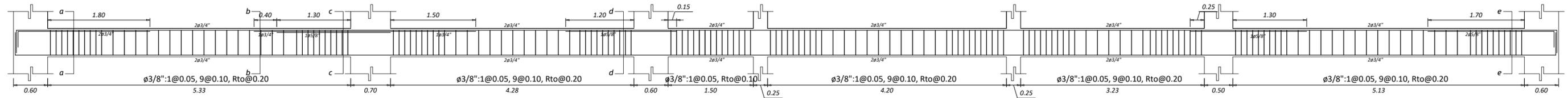
1:50

FECHA :

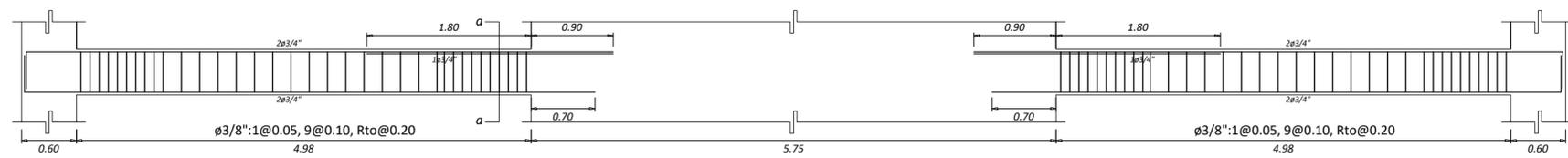
**JUNIO
2022**

LAMINA :

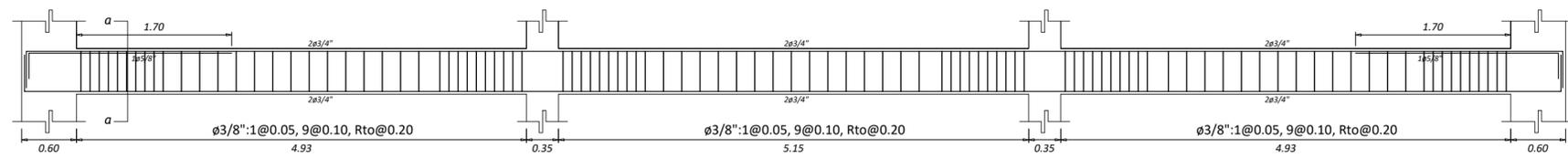
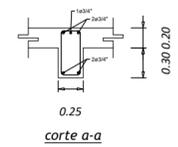
E-08



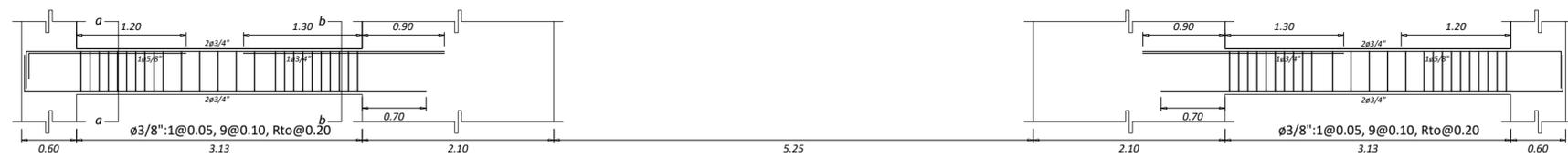
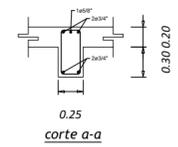
$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V9 (0.25x0.50)



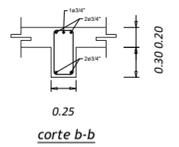
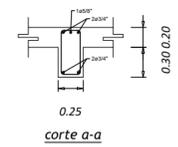
$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V5 (0.25x0.50)



$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V6 (0.25x0.50)



$\phi 3/8'' : 1 @ 0.05, 9 @ 0.10, Rto @ 0.20$
VIGA V7 (0.25x0.50)



PROYECTO :
**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
 MAGDALENA**
 UBICACIÓN :
 REGIÓN : LIMA
 PROVINCIA : LIMA
 DISTRITO : MAGDALENA DEL MAR

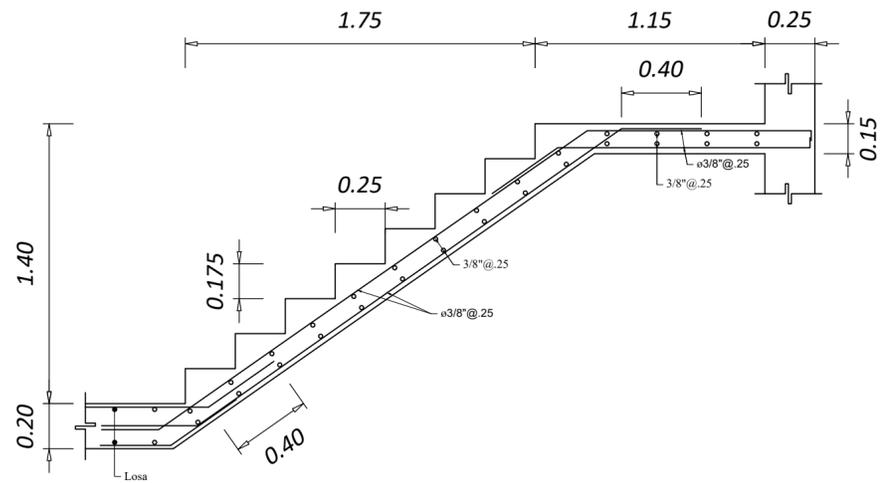
PLANO :
VIGAS PISO TÍPICO 2

DISEÑO :
**ROY FRANK ESCALANTE
 YUPANQUI**

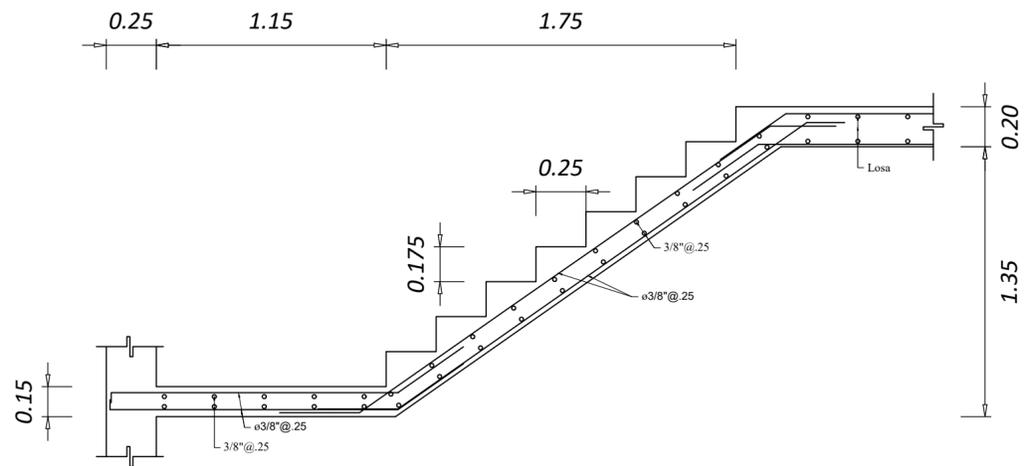
ASESOR :
**PAULO ISRAEL MEJÍA
 TREJO**

ESCALA : 1:50	FECHA : JUNIO 2022
-------------------------	----------------------------------

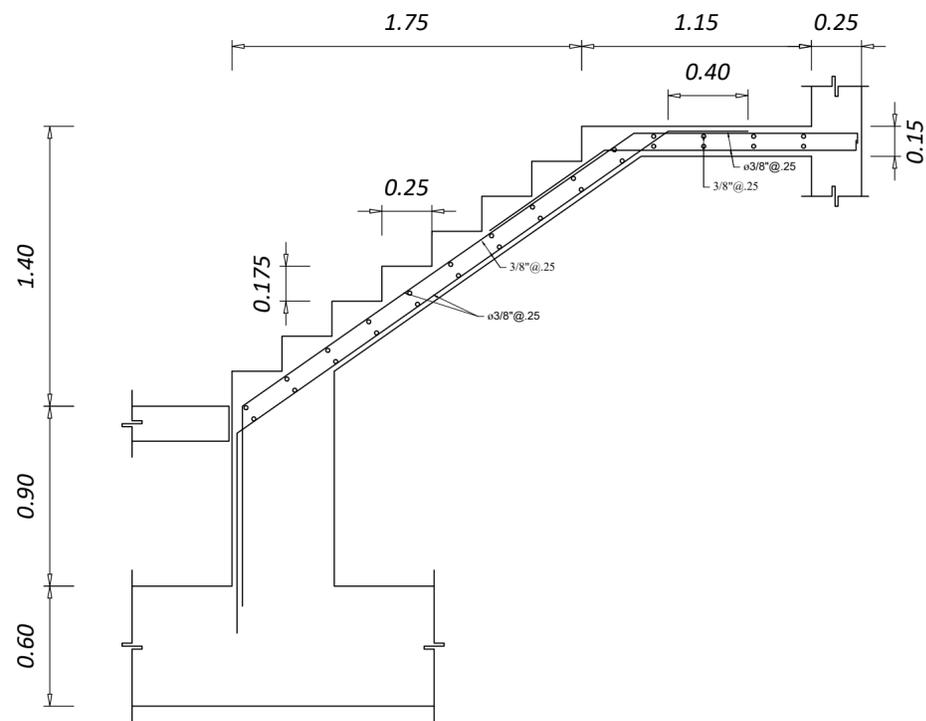
LAMINA :
E-09



**ESCALERAS PISO TIPICO DEL 2DO AL 7MO PISO
TRAMO 1**



**ESCALERAS PISO TIPICO DEL 1ERO AL 7MO PISO
TRAMO 2**



ESCALERAS PISO TIPICO DEL 1ER PISO TRAMO 1



PROYECTO :

**EDIFICIO MULTIFAMILIAR
DORTMUND**

UBICACIÓN :

REGIÓN : LIMA
PROVINCIA : LIMA
DISTRITO : MAGDALENA DEL MAR

PLANO :

ESCALERAS

DISEÑO :

**ROY FRANK ESCALANTE
YUPANQUI**

ASESOR :

PAULO ISRAEL MEJÍA TREJO

ESCALA :

1:25

FECHA :

JUNIO-2022

LAMINA :

E-10