

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN
MIRAFLORES**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

Gino Jian Liang Ye Tay

ASESOR:

Luis Miguel Moran Yañez

Lima, Noviembre, 2024

Informe de Similitud

Yo, Luis Miguel Morán Yáñez, docente de la Facultad de Ciencias e Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis titulada:


DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE 7 PISOS EN MIRAFLORES

del autor **Gino Jian Liang Ye Tay**,

dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de 16%. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el 05/11/2024.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: Lima 5 de noviembre de 2024.

| | |
|---|--|
| Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Morán Yáñez, Luis Miguel | |
| DNI: 06118148 | Firma  |
| ORCID: 0000-0003-0695-8829 | |

Resumen

La tesis de diseño de concreto armado corresponde a un edificio multifamiliar de 7 pisos sin sótanos, ubicado en el distrito de Miraflores, en la provincia de Lima. La tesis tiene como objetivo principal realizar los análisis sísmicos y diseños sismorresistentes para elementos de concreto armado. Para alcanzar nuestro objetivo, en principio, realizamos la estructuración a partir de los planos de arquitectura. Después, realizamos el predimensionamiento de los elementos estructurales. Luego, evaluamos las cargas de gravedad y cargas sísmicas. Acto seguido, diseñamos los elementos estructurales según los reglamentos nacionales de construcción. Por último, elaboramos los planos estructurales y memorias de cálculo. La teoría y supuestos teóricos, utilizados en la tesis, se encuentran en el reglamento nacional de edificaciones, particularmente, en las normas E.020 Cargas, E.030 Diseño sismorresistente y E.060 Concreto armado. El modelo estructural, usado para el análisis sísmico, se realiza con el programa ETABS en su versión 18, el cual, se configuró con los parámetros y factores de reducción de la norma E.030 de Diseño sismorresistente.

Agradecimiento



Principalmente agradezco a mi asesor Ing. Luis Miguel Moran Yañez por su apoyo y guía a lo largo del desarrollo de esta tesis. Este proyecto va dedicado a todas las personas que me dijeron que no me de por vencido y termine esta tesis.

INDICE

| | |
|---|------------------|
| <u>Capítulo 1: Generalidades</u> | <u>1</u> |
| Descripción general del proyecto | 1 |
| Normas por utilizar..... | 2 |
| Aspectos generales del diseño de concreto armado | 3 |
| Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño..... | 4 |
| Cargas utilizadas | 5 |
| <u>Capítulo 2: Predimensionamiento y Estructuración</u> | <u>6</u> |
| Generalidades | 6 |
| Predimensionamiento de losas aligeradas | 8 |
| Predimensionamiento de losas macizas | 9 |
| Predimensionamiento de vigas peraltadas..... | 10 |
| Predimensionamiento de columnas..... | 11 |
| Predimensionamiento de Muros de corte..... | 11 |
| Planos de la estructuración de la planta típica y de la azotea..... | 13 |
| <u>Capítulo 3: Análisis sísmico</u> | <u>14</u> |
| Parámetros sísmicos de la edificación de acuerdo con la Norma E.030 | 14 |
| Masa sísmica | 19 |
| Centro de masa y rigidez..... | 20 |
| Modos de vibración de la estructura | 20 |
| Cortante basal estático..... | 23 |
| Cortante basal dinámico | 24 |
| Amplificación de fuerzas sísmicas..... | 25 |
| Verificación del sistema estructural | 26 |
| Fuerzas cortantes de entrepisos | 27 |
| Factor de seguridad al volteo | 28 |
| Desplazamientos y derivas máximos | 29 |
| Juntas sísmicas | 31 |
| Verificación del diagrama rígido..... | 32 |
| <u>Capítulo 4: Diseño de losas aligeradas, losas macizas y vigas chatas.....</u> | <u>34</u> |
| 4.1. Losa aligerada | 34 |
| Metrado, modelos y análisis estructural para cargas de gravedad. | 34 |
| Procedimiento de diseño | 36 |
| Ejemplo de diseño. | 38 |

| | |
|---|------------|
| 4.2. Losa maciza..... | 42 |
| Metrado, modelos y análisis estructural para cargas de gravedad. | 42 |
| Procedimiento de diseño. | 45 |
| Ejemplo de diseño | 46 |
| 4.3 Viga Chata..... | 48 |
| Metrado, modelo y análisis estructural por cargas de gravedad. | 48 |
| Ejemplo de diseño | 50 |
| <u>Capítulo 5: Diseño de vigas.....</u> | 51 |
| Procedimiento de diseño | 51 |
| Metrado de cargas | 55 |
| Ejemplo 1 de diseño de la viga peraltada VT-01 | 56 |
| Ejemplo 2 de diseño de la viga peraltada VT-07 | 61 |
| Ejemplo 3 de diseño de la viga peraltada VT-08 | 65 |
| <u>Capítulo 6: Diseño de columnas</u> | 69 |
| Procedimiento de diseño | 69 |
| Metrado de cargas. | 70 |
| Ejemplo 1 de diseño de la columna C-01..... | 71 |
| Ejemplo 2 de diseño de la columna C-04..... | 76 |
| Ejemplo 3 de diseño de la columna C-06..... | 80 |
| <u>Capítulo 7: Diseño de placas.....</u> | 83 |
| Procedimiento de diseño | 83 |
| Ejemplo de diseño por flexocompresión de la placa PL-01 | 85 |
| Ejemplo de diseño por flexocompresión de la placa PL-06..... | 90 |
| <u>Capítulo 8: Diseño de la cimentación.....</u> | 95 |
| Procedimiento de diseño de cimentaciones..... | 95 |
| Ejemplo de diseño la zapata aislada Z-9 | 97 |
| Ejemplo de diseño la zapata combinada Z-1 | 100 |
| Ejemplo de diseño una zapata combinada Z-6..... | 105 |
| <u>Capítulo 9: Diseño de elementos no estructurales</u> | 111 |
| Escaleras..... | 111 |
| <u>Capítulo 10: Conclusiones y Recomendaciones</u> | 115 |
| <u>Capítulo 11: Bibliografía</u> | 117 |

Capítulo 1: Generalidades

Descripción general del proyecto

El proyecto corresponde a un edificio de vivienda multifamiliar de siete pisos sin sótanos, ubicado en el distrito de Miraflores-Lima. El terreno del proyecto tiene forma rectangular y un área total de 753 metros cuadrados, un frente de 21.2 metros y un fondo de 35.5 metros. Asimismo, el área techada en un piso típico es 665 metros cuadrados y el área techada total es de 4,613 metros cuadrados, repartida en 18 departamentos, 18 estacionamientos, 3 ascensores, escalera principal, áreas comunes, depósitos y jardines.

La configuración del primer piso incluye los estacionamientos, depósitos y áreas comunes. También, se cuenta con una recepción y un baño para el portero. En lo que respecta a los pisos típicos, cada piso cuenta con tres departamentos. Ahora bien, cada departamento cuenta con un ingreso de ascensor directo, puerta principal, un dormitorio principal, uno o dos dormitorios secundarios, sala, comedor, lavandería, dormitorio para personal de servicio, baños en cada dormitorio y baño de visitas. En cuanto a la azotea, esta será inaccesible.

El sistema estructural del edificio está conformado por losas aligeradas, losas macizas, vigas peraltadas y chatas, columnas, muros y zapatas, los cuales serán de concreto armado. Asimismo, el comportamiento planteado y esperado ante cargas lateral será el de muros estructurales, es decir, que los muros serán los principales responsables de soportar las cargas laterales generadas por los sismos.

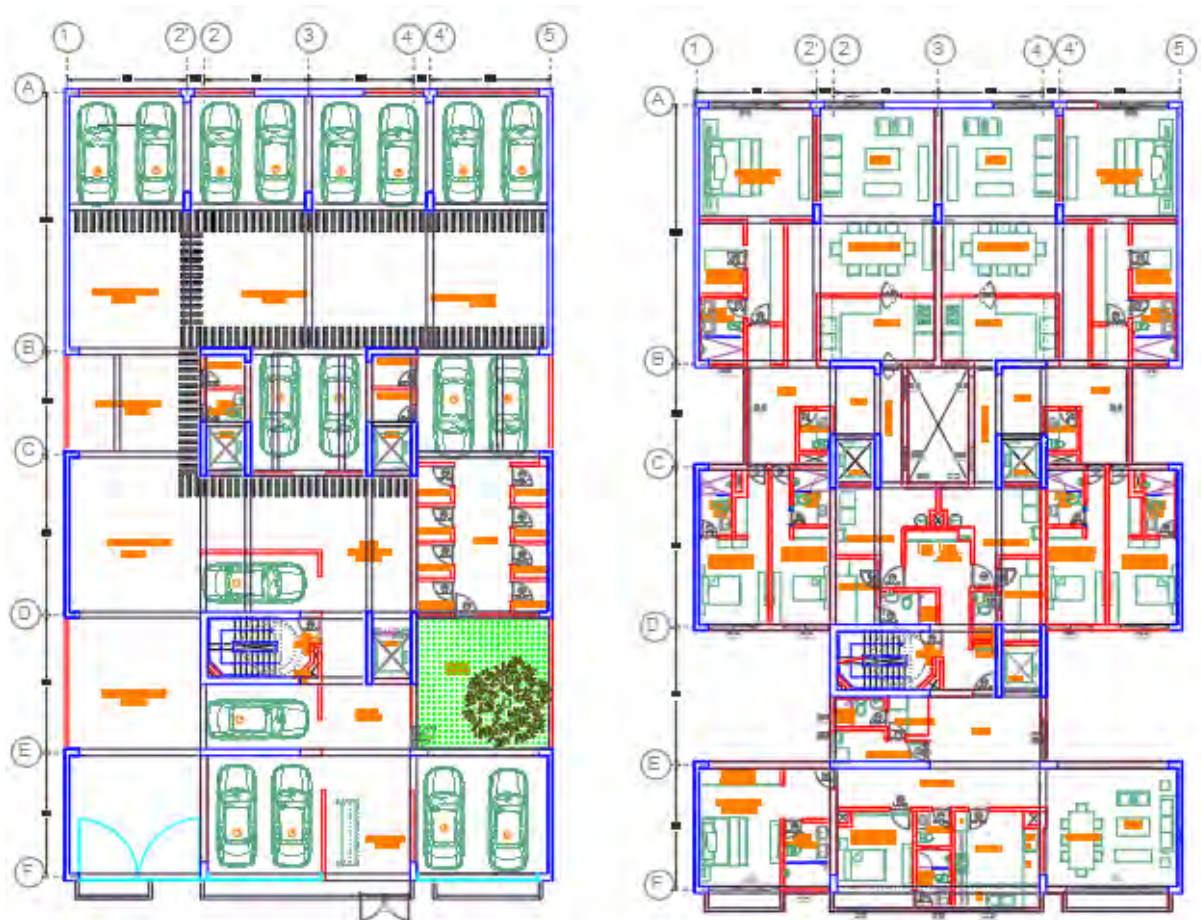


Figura 1 Planta del primer piso y piso típico (Izq. a Dcha.).
 Nota: Fuente Propia.

Normas por utilizar

En esta sección, mostraremos las normas del reglamento nacional de edificaciones utilizadas en el desarrollo de la tesis.

Norma E.020 Cargas (Versión 2020).

A partir de esta norma se obtienen los pesos unitarios y cargas distribuidas de los elementos estructurales. Los cuales, permiten realizar los metrados y verificar las cargas de gravedad en el modelo estructural.

Norma E.030 Diseño sismorresistente (Versión 2020).

Esta norma define los requisitos y requerimientos para el análisis modal, tanto estático, como dinámico. Para ilustrar algunos ejemplos, define los parámetros sísmicos de zona (Z), uso(U), suelo(S), amplificación sísmica (C), sistema estructural (R) y factores de irregularidad

(I); también, define las consideraciones generales de análisis, estimación del peso (P), desplazamientos laterales y separación entre edificios.

Norma E.060 Concreto Armado (Versión 2020).

En esta oportunidad, la norma será utilizada para el diseño de los siguientes elementos estructurales: losas, escaleras, vigas, columnas, placas y zapata. Es más, establece los criterios y requerimientos mínimos de resistencia de todos los elementos estructurales. Mas aún, define los criterios del armado de los refuerzos longitudinales y transversales en elementos de concreto armado.

Aspectos generales del diseño de concreto armado

En esta sección, se desarrolla los criterios generales de diseño empleados en la tesis.

Factores de reducción.

Los factores de reducción se obtienen del Artículo 9.3.2 de la norma E.060, tal como mostrados en la Tabla 1.

Tabla 1 Factores de reducción en función al tipo de carga

| Tipo de carga | ϕ |
|---|--------------------------|
| Flexión sin carga axial | 0.90 |
| Carga axial de tracción con o sin flexión | 0.90 |
| Carga axial de compresión con o sin flexión | 0.90 |
| -Elementos con refuerzo en espiral | 0.75 |
| -Otros | 0.7 |
| Cortante y torsion | 0.85 |

Nota. Tomado del "Artículo 9.3.2.", Norma E.060,2020

Recubrimientos.

Los recubrimientos para los elementos estructurales de concreto construido en sitio (no preesforzado) se obtienen del Artículo 7.7.1 de la norma E.060, tal como mostrados en la Tabla 2.

Tabla 2 Recubrimientos para elementos estructurales

| Elemento estructural | Recubrimiento libre (cm) |
|--------------------------------|--------------------------|
| Zapatas y cimientos corridos | 7.00 |
| Losas, viguetas y vigas chatas | 2.00 |
| Muros de corte o placas | 4.00 |
| Vigas y columnas | 4.00 |

Nota. Tomado del "Artículo 7.7.1.", Norma E.060,2020

Longitudes de desarrollo y empalmes del refuerzo.

Las longitudes de desarrollo para barras longitudinales en tracción, compresión y ganchos estándar se determinarán usando los Artículos 12.2, 12.3 y 12.5 de la Norma E.060 respectivamente. Por otro lado, la longitud de empalme de refuerzos en tracción y compresión se determinarán usando los Artículos 12.15 y 12.16 de la Norma E.060.

Propiedades mecánicas de los materiales considerados en el diseño

En esta sección mostraremos las propiedades mecánicas de los componentes principales de los elementos estructurales. De igual forma, mostraremos las propiedades del suelo.

Concreto armado.

- Resistencia a compresión: 210 kg/cm² y 280 kg/cm².
- Módulo de Poisson: 0.15
- Módulo de elasticidad: 15,000 $\sqrt{f'c}$ kg/cm².
- Deformación última del concreto (ϵ_{cu}): 0.003
- Peso unitario: 2,400 kg/m³.

Acero corrugado.

- Esfuerzo de fluencia (f_y): 4200 kg/cm².
- Módulo de elasticidad: 2,200,000 kg/cm².
- Deformación de fluencia del acero (ϵ_{cu}): 0.0021

Suelo.

Del estudio de suelos se obtienen las siguientes propiedades del suelo.

- Grava mal graduada.
- Capacidad de carga admisible del suelo: 5 kg/cm^2 .

Cargas utilizadas

En esta sección mostramos los pesos propios de los elementos estructurales y no estructurales, los cuales se pueden encontrar en la norma E.020 Cargas. Igualmente, mostramos las combinaciones y amplificaciones requeridas en el capítulo 9 de la norma E.060 Concreto Armado.

Pesos unitarios.

- Elementos de concreto armado: $2,400 \text{ kg/m}^3$.
- Aligerados con espesor de 25cm: 350 kg/m^2 .
- Tabiques (Unidades de arcilla cocidas solidas): $1,350 \text{ kg/m}^3$.
- Cargas vivas en los pisos típicos: 200 kg/m^2 .
- Cargas vivas en la azotea: 50 kg/m^2 .

Combinaciones y amplificación de cargas.

Las amplificaciones y combinaciones de cargas se muestran a continuación en la Tabla3.

Tabla 3 Amplificación y combinaciones de carga

| Amplificación y combinaciones de carga |
|---|
| 1.4CM+1.7CV |
| 1.25(CM+CV) + CS |
| 1.25(CM+CV) - CS |
| 0.9CM + CS |
| 0.9CM - CS |

Nota. Tomado del "Artículo 9.2.", Norma E.060,2020

Capítulo 2: Predimensionamiento y Estructuración

En este capítulo, desarrollamos los criterios de estructuración y diseño para elementos de concreto armado. También, realizamos el predimensionamiento de las losas, vigas, columnas y placas. Es necesario mencionar que este capítulo se desarrolla principalmente usando la información y criterios encontrados en el libro “Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”, Antonio Blanco, 1994. El cual, a pesar de haber sido publicado en el año 1994, sigue siendo una referencia confiable para realizar la predimensionamiento y estructuración de un edificio de concreto armado.

Generalidades

Esta sección definirá los criterios de análisis y diseño que serán tomados al desarrollar la tesis. Asimismo, describiremos brevemente la estructuración de esta.

Criterios de estructuración y diseño.

Simplicidad y simetría.

La estructura debe ser lo más simétrica y simple posible; puesto que, está demostrado que tienen un mejor comportamiento ante sismos. Además, permite predecir con mayor exactitud el comportamiento de la estructura; y facilita la idealización de los elementos estructurales (Antonio Blanco,1994).

Resistencia y ductilidad.

Para sismo frecuentes y poco frecuentes, se le debe proporcionar a la estructura suficiente resistencia y rigidez en todas las direcciones. Por otro lado, para sismos raros, se le debe proporcionar suficiente ductilidad para deformarse en el rango inelástico, sin generar el colapso de la estructura. Para ambos casos, las cargas deben transferirse desde su punto de aplicación hasta su punto final de resistencia.

Los criterios de diseño indican que se debe garantizar que las rótulas plásticas se formen en los elementos que contribuyan menos a la estabilidad estructural (vigas), esto alude al diseño

por capacidad de la norma E.060 Concreto Armado. Igualmente, se debe garantizar que la falla por fluencia del acero y no por compresión en el concreto. (Antonio Blanco,1994)

Hiperestaticidad.

Los edificios deben tener una disposición hiperestática. De esta forma, aumenta la capacidad resistente de la estructura, al permitir que, por producción de rótulas plásticas, se disipe en mejor forma la energía sísmica. Esto implica un mayor grado de seguridad en la estructura. (Antonio Blanco,1994)

Uniformidad y continuidad de la estructura.

Las estructuras deben ser continuas tanto en planta como en elevación y con elementos que no cambien bruscamente de rigidez, de manera de evitar concentraciones de esfuerzos. En el caso de placas, las reducciones de sección y refuerzos son paulatinas, con el fin de permitir una mejor transición de fuerzas y esfuerzos (Antonio Blanco,1994).

Rigidez lateral.

Se debe cumplir que la estructura tendrá suficiente rigidez lateral para evitar desplazamientos y derivas que excedan los límites establecidos por la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Formación de diafragmas rígidos en las losas de techo.

Se debe garantizar la formación de diafragmas rígidos en las losas de techo, para permitir que las fuerzas laterales se distribuyan correctamente entre las placas y columnas en función de sus rigideces (Antonio Blanco,1994). Asimismo, se aumentará la rigidez y capacidad de transmisión de fuerzas en casos donde las losas tienen grandes aberturas o secciones irregulares, esto se logra usando losas macizas en vez de aligeradas.

Descripción de la estructuración.

La estructuración del proyecto consiste en pórticos con columnas y placas distribuidas en las dos direcciones de análisis. Agregando a lo anterior, el edificio tendrá un sistema

resistente a fuerzas laterales de muros estructurales, lo que significa, que los muros (placas) resisten por lo menos el 80% de las fuerzas cortantes en la base, provenientes de las cargas laterales por sismo (Artículo 21.1 de la Norma E.060, 2020).

La estructuración es simétrica en el eje vertical Y-Y, de manera que se reducen las fuerzas torsionales. Mientras que, la estructuración en el eje horizontal X-X es irregular. Para ambas direcciones de análisis, se busca distribuir los muros cortantes los más cercanos a los extremos sin perjudicar la arquitectura.

Los techos están conformados principalmente por losas aligeradas en una dirección, losas macizas y vigas peraltadas. Además, los techos contarán con vigas chatas para soportar las cargas de tabiques paralelos.

Predimensionamiento de losas aligeradas

En esta sección realizamos el predimensionamiento de los elementos estructurales horizontales “losas aligeradas”, siguiendo los criterios establecidos por Antonio Blanco (1994, pág. 35-36). Las losas aligeradas se predimensionarán usando la longitud libre máxima entre caras de vigas y/o placas, la cual es 5.725 m (Eje 1-2/C-D) en este proyecto. A continuación, determinamos el peralte de los aligerado haciendo uso dos métodos.

El primer método establece que el espesor será el cociente de la luz libre entre 25. De esta manera, obtenemos 22.9cm, por lo que optamos por un espesor de 25cm; este cálculo se muestra a continuación:

$$h \geq \frac{L}{25}$$
$$h \geq \frac{5.725\text{cm}}{25} = 22.9\text{cm}$$

Donde:

- h: espesor de la losa.
- L: longitud libre máxima entre caras de vigas o placas

El segundo método consiste en usar una tabla de valores para determina el espesor en función de rangos de longitudes libre máximas. De esta manera, usamos la Tabla 4 y obtenemos un espesor de 25cm para la losa aligerada.

Finalmente, para las losas aligeradas, usamos un espesor de 25, puesto que, es el valor obtenido entre los dos métodos.

Tabla 4 Criterio de predimensionamiento en losas aligeradas de una dirección

| Luz libre (m) | Espesor (m) |
|------------------|-------------|
| $L \leq 4$ | 0.17 |
| $4 < L \leq 5.5$ | 0.2 |
| $5 < L \leq 6.5$ | 0.25 |
| $6 < L \leq 7.5$ | 0.3 |

Nota: Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones”, Antonio Blanco, 1994, pág. 35-36.

Predimensionamiento de losas macizas

En esta sección realizamos el predimensionamiento de los elementos estructurales horizontales “losas macizas”, siguiendo los criterios establecidos por Antonio Blanco (1994, pág. 38-39). Las losas macizas se predimensionan usando la longitud libre máxima entre caras de vigas y/o placas, la cual es 3.50 metros (Eje1-2/B-C) en este proyecto. A continuación, determinamos el peralte de las losas macizas haciendo uso de dos métodos.

El primer método establece que el espesor de la losa maciza es el cociente obtenido de la luz libre entre 30. De esta manera obtenemos 11.67 cm, por lo que optamos por un espesor de 15 cm; este cálculo se muestra a continuación:

$$h \geq \frac{L}{30} \rightarrow h \geq \frac{350cm}{30} = 11.67cm$$

Donde:

- h: espesor de la losa.
- L: longitud libre máxima entre caras de vigas o placas

El segundo método consiste en usar una tabla de valores para determinar el espesor en función de rangos de longitudes libre máximas. De esta manera, usamos de la Tabla 5 y obtenemos un espesor de 13cm para la losa aligerada.

Tabla 5 Criterios de predimensionamiento de losas macizas en una dirección

| Luz libre (m) | Espesor (m) |
|------------------|-------------|
| $L \leq 4$ | 0.13 |
| $4 < L \leq 5.5$ | 0.15 |
| $5 < L \leq 6.5$ | 0.2 |
| $6 < L \leq 7.5$ | 0.25 |

Nota: Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones”, Antonio Blanco, 1994, pág. 38-39.

Finalmente, haciendo uso de ambos métodos, obtenemos el espesor mínimo de la losa maciza igual a 13cm. No obstante, en este proyecto usamos un espesor de 20 cm, con el propósito de cumplir el criterio de estructuración **“Formación de diafragmas rígidos en las losas de techo”**; puesto que, la losa de techo pierde sección en los ejes 2-4/B-C y 2-4/D-E.

Predimensionamiento de vigas peraltadas

En esta sección realizamos el predimensionamiento de los elementos estructurales horizontales “vigas peraltadas”, siguiendo los criterios establecidos por Antonio Blanco (1994, pág. 39-40). Las vigas peraltadas se predimensionan usando la longitud libre máxima entre caras de columnas y/o placas, cuyo valor es 8.85 metros (Eje 2'-4'/F). A continuación, determinamos el peralte de las vigas peraltadas haciendo uso dos métodos.

El primer método establece que el peralte es el mayor cociente obtenido al dividir la luz libre entre 12 y 14 para vigas aisladas y continuas respectivamente. De esta manera obtenemos 63.2 cm, por lo que optamos por un peralte de 65cm; este cálculo se muestra a continuación:

$$h \geq \frac{L}{14} \rightarrow h \geq \frac{885cm}{14} = 63.2cm$$

Donde:

- h= espesor de la losa.
- L= longitud libre máxima entre caras de vigas o placas

El segundo método consiste en usar una tabla de valores, que determina el peralte en función de rangos de longitudes libre máximas. De esta manera, usamos de la Tabla 6 y obtenemos un peralte de 75 cm. Por ende, las vigas peraltadas serán predimensionadas con un peralte de 65 cm; no obstante, las vigas que tengan una luz libre significativamente menor a la luz crítica (8.85m) se predimensionarán con 60cm de peralte.

Tabla 6 Criterios de predimensionamiento de vigas peraltadas

| Luz libre (m) | Secciones comunes (cm x cm) | | | |
|----------------|-----------------------------|-------|-------|-------|
| $L \leq 5.5$ m | 25x50 | 30x50 | | |
| $L \leq 6.5$ m | 25x60 | 30x60 | 40x60 | |
| $L \leq 7.5$ m | 25x70 | 30x70 | 40x70 | 50x70 |
| $L \leq 8.5$ m | 30x75 | 30x80 | 40x75 | 40x80 |

Nota: Tomado de “Estructuración y Diseño de Edificaciones”, Antonio Blanco, 1994, pág. 39-40.

Predimensionamiento de columnas

En esta sección realizamos el predimensionamiento de los elementos estructurales verticales “columnas”, siguiendo los criterios establecidos por Antonio Blanco (1994, pág. 41-42). Las columnas se predimensionan usando sus áreas tributarias y utilizando las siguientes fórmulas:

- Área requerida en columnas internas: $\frac{\text{Carga en servicio}}{0.45 \cdot f'c}$
- Área requerida en columnas externas: $\frac{\text{Carga en servicio}}{0.35 \cdot f'c}$

Los cálculos se harán con una carga uniforme distribuida de 1 ton/m², la cual es una aproximación para cargas distribuidas en viviendas multifamiliares. A continuación, a partir de las fórmulas y áreas tributarias, calculamos las primeras dimensiones de las columnas, tal como se muestra en la Tabla 7.

Tabla 7 Predimensionamiento de columnas

| Columna | At(m ²) | #pisos | Pserv (ton) | Factor | Área req (cm ²) | b(cm) | h(cm) |
|---------|---------------------|--------|-------------|--------|-----------------------------|-------|-------|
| C-1 | 14.80 | 7.00 | 103.60 | 0.35 | 1409.52 | 30.00 | 60.00 |
| C-2 | 14.80 | 7.00 | 103.60 | 0.35 | 1409.52 | 30.00 | 60.00 |
| C-3 | 30.20 | 7.00 | 211.40 | 0.45 | 2237.04 | 30.00 | 75.00 |
| C-4 | 30.20 | 7.00 | 211.40 | 0.45 | 2237.04 | 30.00 | 75.00 |
| C-5 | 31.30 | 7.00 | 219.10 | 0.45 | 2318.52 | 30.00 | 80.00 |
| C-6 | 18.60 | 7.00 | 130.20 | 0.35 | 1771.43 | 30.00 | 60.00 |
| C-7 | 25.30 | 7.00 | 177.10 | 0.35 | 2409.52 | 30.00 | 80.00 |
| C-8 | 25.30 | 7.00 | 177.10 | 0.35 | 2409.52 | 30.00 | 80.00 |

Nota: Fuente propia

Predimensionamiento de Muros de corte

En esta sección realizamos el predimensionamiento de los elementos estructurales verticales “muros de corte”, siguiendo los criterios establecidos por Antonio Blanco (1994, pág. 43).

Primero, calculamos un peso estimado de la estructura (P), el cual calculamos usando la siguiente fórmula y siguiendo los criterios del Artículo 26 de la Norma E.030 Diseño sismorresistente.

$$P = (\text{Carga Distribuida en Viviendas}) * \text{"Nro. Pisos"} * \text{"Area Techada por piso"}$$

$$P = \frac{1 \text{ ton}}{m^2} \cdot 7 \cdot 617.5 \text{ m}^2 = 4322 \text{ ton}$$

Segundo, estimamos la cortante basal usando la siguiente fórmula y siguiendo los criterios del Capítulo 2 y 3 de la Norma E.030 Diseño sismorresistente.

$$V_{\text{basal}} = Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot \frac{P}{R} = 953.5 \text{ ton}$$

Donde:

- Z: 0.45 (Lima-Miraflores corresponde a la Zona 4)
- U: 1 (Categoría C)
- Cx-Cy: 2.5 (Valor obtenido calculando el periodo estimado (T="AlturaTotal"/60=0.36seg), Norma E.030 Artículo 28.4.)
- S: 1 (Perfil de suelo S1)
- R: 6 (Sistema de muros estructurales)
- Irregularidad en planta: Por discontinuidad del diafragma (Ip = 0.85, Norma E.030 Table N°9.)
- Irregularidad en altura: Ia = 1
- Rx= 5.1
- Ry=5.1

Tercero, calculamos el área requerida por placas en cada dirección de análisis usando la siguiente fórmula obtenida de la Norma E.060.

$$\text{Area Requerida en la direccion horizontal } X - X = \frac{0.8 \cdot V_{\text{basal}, x - x}}{0.85 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c}} = 101 \text{ } 189 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area Requerida en la direccion horizontal } Y - Y = \frac{0.8 \cdot V_{\text{basal}, y - y}}{0.85 \cdot \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c}} = 101 \text{ } 189 \text{ cm}^2$$

Donde

- ϕ : factor de reducción por cortante = 0.85
- f'c. resistencia a la compresión del concreto =280 kg/cm²

Finalmente, calculamos la longitud de muros en ambas direcciones y comparamos el área requerida y la longitud disponible, tal como se muestra en la Tabla 8. Asimismo, concluimos que en la dirección X-X y Y-Y hay suficientes placas.

Tabla 8 Predimensionamiento de placas

| | Sismo Y-Y | Sismo X-X |
|-----------------------------------|--------------------------|---------------|
| Vbasal (kg) | 953500 | 953500 |
| Área Requerida (cm ²) | 101189.8 | 101189.8 |
| Espesor de placas (cm) | 20.0 | 30.0 |
| Longitud Requerida de Placas (cm) | 5059.5 | 3373.0 |
| | Longitud disponible (cm) | |
| PL-1 | 1160 | 140 |
| PL-1A | 1160 | 140 |
| PL-2 | 725 | 140 |
| PL-2A | 725 | 140 |
| PL-3 | 575 | 140 |
| PL-3A | 575 | 140 |
| PL-4 | 235 | 25 |
| PL-4A | 235 | 25 |
| PL-5 | 235 | 25 |
| PL-5A | 235 | 25 |
| P-6 | 315 | 960 |
| P-7 | 315 | 25 |
| P-8 | 315 | 25 |
| P-9 | 30 | 540 |
| P-10 | 30 | 220 |
| P-10A | 30 | 220 |
| P-11 | 30 | 300 |
| P-12 | 30 | 200 |
| Longitud Total Disponible (cm) | 6955 | 3430 |

Nota: Fuente propia

Planos de la estructuración de la planta típica y de la azotea

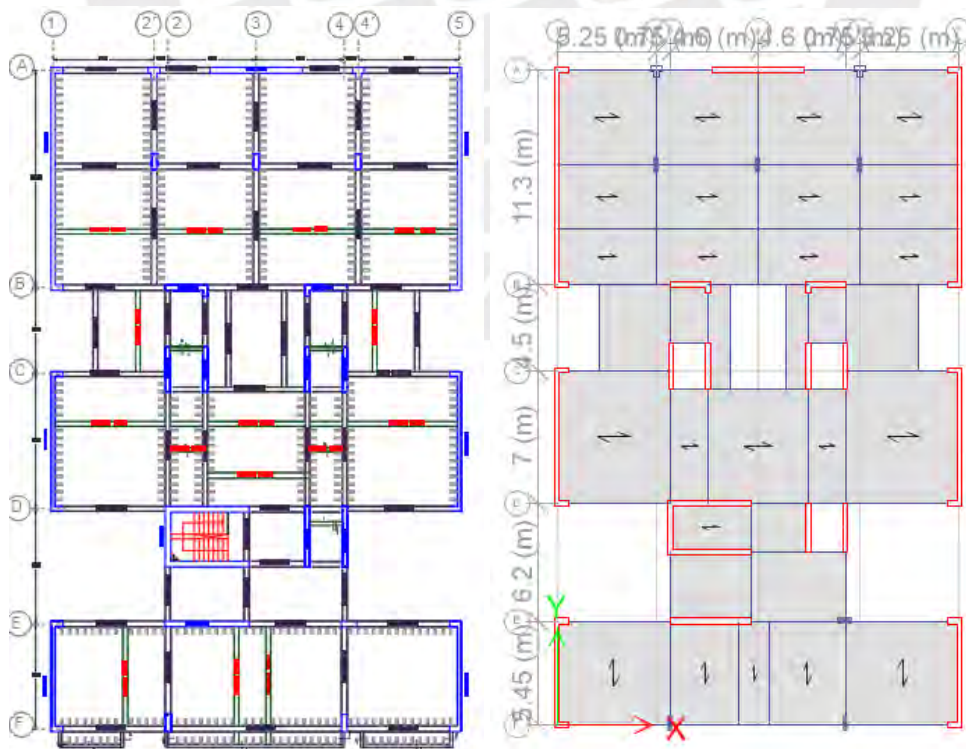


Figura 2 Plano de estructuración de la planta típica

Nota: Fuente propia.

Capítulo 3: Análisis sísmico

Este capítulo tiene como objetivo realizar el análisis sísmico; con la finalidad de garantizar el correcto comportamiento de la estructura, bajo solicitaciones de cargas muertas, vivas y de sismos. De la misma manera, garantizar y limitar los desplazamientos y derivas máximas. Agregando a lo anterior, este capítulo está sustentado principalmente por los requerimientos y criterios de la Norma E.030 Diseño Sismorresistente.

Las cargas de diseño para el diseño estructural de elementos de concreto armado será usando las cargas obtenidas por el análisis modal espectral. Por fines académicos, se mostrarán y compararán resultados obtenidos a partir del análisis modal en traslación pura y el método estático.

Parámetros sísmicos de la edificación de acuerdo con la Norma E.030

Los parámetros sísmicos son factores que amplifican o disminuyen la cortante basal estimada en un sismo. A continuación, desarrollaremos los parámetros sísmicos del edificio usado en tesis.

Factor de zona (Z).

El edificio está en la ciudad de Lima, distrito de Miraflores. Así que, el proyecto está en la Zona 4 y su valor de factor de zona es 0.45 (Artículo 10, Norma E.030).

Factor de uso (U).

El proyecto es un edificio multifamiliar de vivienda. Por esta razón, es clasificado como un edificio de uso común y su factor de uso es 1 (Artículo 15, Norma E.030).

Factor de suelo (S).

El perfil del suelo es grava mal graduada GP y su capacidad portante es de 5 kg/cm². Por lo tanto, el tipo de suelo es S1 y su factor de suelo es 1 (Artículo 13, Norma E.030).

Factor de amplificación (C).

La curva del factor de amplificación se construye a partir de los parámetros de sitio (Artículo 13, Norma E.030). Tenemos que el perfil del suelo es S1 y los siguientes periodos $T_p=0.4$ seg. y $T_i=2.5$ seg. Con estos últimos dibujamos la curva del factor de amplificación como se muestra en la Figura 3.

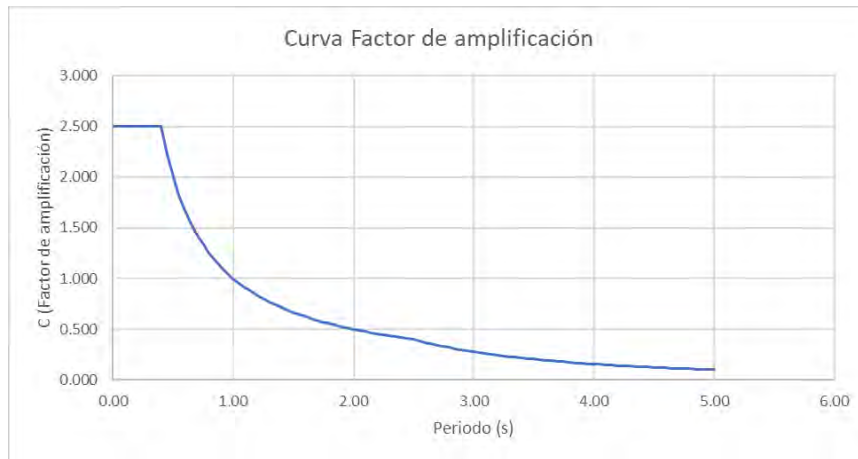


Figura 3 Curva del factor de amplificación C vs Periodo

Nota: Fuente Propia

Para el análisis modal espectral y modal espectral en traslación pura, se obtendrán los periodos con sus respectivas masas participantes usando el programa de ETABS.

Para el análisis estático, estimamos el valor del periodo T usando el Artículo 28.4 de la Norma E.030. De esta manera, obtenemos que un periodo es 0.35 seg y el factor de amplificación es 2.5.

Factor de reducción (R).

El valor de R depende de las irregularidades de la estructura, pudiendo ser irregularidades por planta o altura. En esta sección, analizaremos las diferentes irregularidades establecidas en el Artículo 20 de la Norma E.030 y veremos en qué medida afecta al edificio.

Irregularidad por altura.

Irregularidad de Rigidez.

Conocida como piso blando, debemos verificar que la rigidez lateral de un entrepiso sea menor a 0.7 veces la rigidez lateral del entre piso superior y menor a 0.8 veces la rigidez lateral

promedio de los tres pisos adyacentes superiores. En esta sección, usaremos el programa ETABS para calcular la rigidez lateral de los entrepisos en función de la dirección de análisis y excentricidad del centro de masa. Como indican las Tablas 9, 10, 11 y 12, las relaciones de fuerzas laterales siempre son menores a 0.7 y 0.8; por lo tanto, no hay irregularidad de rigidez.

Tabla 9 Rigidez por piso para sismos en X-X y excentricidad positiva del centro de masa.

| Story | Output Case | Stiff X (tonf/m) | Verificación | |
|--------------|-------------|------------------|---------------|-----------------|
| | | | Ki/Ki+1 > 0.7 | Ki/Kiprom > 0.8 |
| Story7Azotea | SISXXMY+ | 64505 | | |
| Story6 | SISXXMY+ | 124619 | | |
| Story5 | SISXXMY+ | 164161 | 1.32 | |
| Story4 | SISXXMY+ | 198505 | 1.21 | |
| Story3 | SISXXMY+ | 244317 | 1.23 | 1.50 |
| Story2 | SISXXMY+ | 328605 | 1.34 | 1.62 |
| Story1 | SISXXMY+ | 611757 | 1.86 | 2.38 |

Nota: Fuente propia.

Tabla 10 Rigidez por piso para sismos en X-X y excentricidad negativa del centro de masa

| Story | Output Case | Stiff X (tonf/m) | Verificación | |
|-----------------|-------------|------------------|---------------|-----------------|
| | | | Ki/Ki+1 > 0.7 | Ki/Kiprom > 0.8 |
| Piso 7 (Azotea) | SISXXMY- | 63534 | | |
| Piso 6 | SISXXMY- | 122757 | | |
| Piso 5 | SISXXMY- | 161820 | 1.32 | |
| Piso 4 | SISXXMY- | 196157 | 1.21 | |
| Piso 3 | SISXXMY- | 242016 | 1.23 | 1.51 |
| Piso 2 | SISXXMY- | 327674 | 1.35 | 1.64 |
| Piso 1 | SISXXMY- | 616811 | 1.88 | 2.42 |

Nota: Fuente propia.

Tabla 11 Rigidez por piso para sismos en Y-Y y excentricidad positiva del centro de masa

| Story | Output Case | Stiff Y (tonf/m) | Verificación | |
|--------------|-------------|------------------|---------------|-----------------|
| | | | Ki/Ki+1 > 0.7 | Ki/Kiprom > 0.8 |
| Story7Azotea | SISYYMX+ | 164945 | | |
| Story6 | SISYYMX+ | 341788 | | |
| Story5 | SISYYMX+ | 474424 | 1.39 | |
| Story4 | SISYYMX+ | 601661 | 1.27 | |
| Story3 | SISYYMX+ | 766110 | 1.27 | 1.62 |
| Story2 | SISYYMX+ | 1041556 | 1.36 | 1.70 |
| Story1 | SISYYMX+ | 1766907 | 1.70 | 2.20 |

Nota: Fuente propia.

Tabla 12 Rigidez por piso para sismos en Y-Y y excentricidad negativa del centro de masa

| Story | Output Case | Stiff Y (tonf/m) | Verificación | |
|--------------|-------------|------------------|---------------|-----------------|
| | | | Ki/Ki+1 > 0.7 | Ki/Kiprom > 0.8 |
| Story7Azotea | SISYYMX- | 169597 | | |
| Story6 | SISYYMX- | 352039 | | |
| Story5 | SISYYMX- | 489258 | 1.39 | |
| Story4 | SISYYMX- | 621127 | 1.27 | |
| Story3 | SISYYMX- | 791463 | 1.27 | 1.62 |
| Story2 | SISYYMX- | 1076336 | 1.36 | 1.70 |
| Story1 | SISYYMX- | 1818675 | 1.69 | 2.19 |

Nota: Fuente propia.

Irregularidad de masa.

La irregularidad de masa ocurre cuando la masa de un piso es 1.5 veces la masa de un piso adyacente. Agregando a lo anterior, este criterio no aplica en sótanos y azoteas. En esta sección, usaremos el programa ETABS para calcular la masa de los entrepisos. Como indica la Tabla 13, las relaciones de masas de los entre pisos son menores a 1.5; por lo tanto, no hay irregularidad de masa.

Tabla 13 Relación de masa de los entrepisos

| Relacion de masa de entepiso | | | |
|------------------------------|--------------------------------|-------------------|---------|
| Piso | Masa tonf-s ² /m | Relacion de masas | |
| | | Mi/Mi+1 | Mi/Mi-1 |
| Azotea | 46.63 | | |
| Piso6 | 73.57 | | 1 |
| Piso5 | 73.57 | 1 | 1 |
| Piso4 | 73.57 | 1 | 1 |
| Piso3 | 73.57 | 1 | 1 |
| Piso2 | 73.57 | 1.00 | 0.98 |
| Piso1 | 75.31 | 1.02 | |

Nota: Fuente propia.

Irregularidad geométrica vertical.

Esta condición ocurre cuando una dimensión en planta es 1.3 veces mayor que la correspondiente dimensión en un piso adyacente. Esto no aplica al proyecto planteado porque no hay cambios de sección en planta en los entrepisos.

Discontinuidad.

Esta condición ocurre cuando un elemento resiste más del 10% de la fuerza cortante y tiene un cambio de sección que genera excentricidad respecto a su anterior centroide. Esto no aplica al proyecto planteado porque no hay cambios de sección en los elementos verticales.

Irregularidad en planta.

Irregularidad torsional.

Esta condición ocurre cuando el máximo desplazamiento relativo de entepiso es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio. A menos que, la deriva máxima sea menor al 50% de la deriva máxima permisible (Tabla Nro. 9 Norma E.030). Como indica la Tabla 14

y Tabla 15, las relaciones de desplazamientos máximos y promedios son menores a 1.3; por lo tanto, no hay irregularidad de masa.

Tabla 14 Relación de desplazamientos máximos y promedios para un sismo en X-X

| Piso | Caso de Análisis | Deriva Max. | Deriva Prom. | Ratio |
|--------|------------------|-------------|--------------|-------|
| Azotea | DERXXMY+ | 0.009881 | 0.009774 | 1.011 |
| Azotea | DERXXMY- | 0.011522 | 0.009787 | 1.177 |
| Piso6 | DERXXMY+ | 0.01093 | 0.010722 | 1.019 |
| Piso6 | DERXXMY- | 0.01246 | 0.010713 | 1.163 |
| Piso5 | DERXXMY+ | 0.011672 | 0.011374 | 1.026 |
| Piso5 | DERXXMY- | 0.013031 | 0.011331 | 1.15 |
| Piso4 | DERXXMY+ | 0.011858 | 0.011483 | 1.033 |
| Piso4 | DERXXMY- | 0.012975 | 0.011397 | 1.138 |
| Piso3 | DERXXMY+ | 0.011034 | 0.010614 | 1.039 |
| Piso3 | DERXXMY- | 0.011849 | 0.010508 | 1.128 |
| Piso2 | DERXXMY+ | 0.008978 | 0.008551 | 1.05 |
| Piso2 | DERXXMY- | 0.00943 | 0.008413 | 1.121 |
| Piso1 | DERXXMY+ | 0.005159 | 0.004773 | 1.081 |
| Piso1 | DERXXMY- | 0.00518 | 0.004647 | 1.115 |

Nota: Fuente propia obtenida del programa ETABS

Tabla 15 Relación de desplazamientos máximos y promedios para un sismo en Y-Y

| Piso | Caso de Análisis | Deriva Max. | Deriva Prom. | Ratio |
|--------|------------------|-------------|--------------|-------|
| Azotea | DERYYMX- | 0.00412 | 0.003939 | 1.046 |
| Azotea | DERYYMX+ | 0.004164 | 0.00387 | 1.076 |
| Piso6 | DERYYMX- | 0.004331 | 0.004139 | 1.046 |
| Piso6 | DERYYMX+ | 0.004384 | 0.004069 | 1.078 |
| Piso5 | DERYYMX- | 0.004378 | 0.004179 | 1.048 |
| Piso5 | DERYYMX+ | 0.004438 | 0.004112 | 1.079 |
| Piso4 | DERYYMX- | 0.004202 | 0.004006 | 1.049 |
| Piso4 | DERYYMX+ | 0.004267 | 0.003945 | 1.082 |
| Piso3 | DERYYMX- | 0.003741 | 0.003563 | 1.05 |
| Piso3 | DERYYMX+ | 0.003804 | 0.003511 | 1.083 |
| Piso2 | DERYYMX- | 0.002977 | 0.002832 | 1.051 |
| Piso2 | DERYYMX+ | 0.003031 | 0.002793 | 1.085 |
| Piso1 | DERYYMX- | 0.001834 | 0.001743 | 1.053 |
| Piso1 | DERYYMX+ | 0.001852 | 0.001713 | 1.081 |

Nota: Fuente propia obtenida del programa ETABS

Irregularidad por esquinas entrantes

La estructura se clasifica como irregular cuando presenta esquinas entrantes con dimensiones mayores al 20% del ancho y fondo vistas en planta. A continuación, calcularemos la relación entre las esquinas entrantes respecto al fondo y ancho del edificio.

$$\frac{5.9}{21.3} = 27.7\% \text{ (mayor al 20\%)}$$

$$\frac{5.70}{34.6} = 16.5\% \text{ (menor al 20\%)}$$

Debido a que solo una dimensión de esquina entrante es mayor al 20%, la estructura no presenta irregularidad por esquinas entrantes.

Irregularidad por discontinuidad del diafragma.

Esta condición ocurre cuando existe una reducción del área transversal del diagrama rígido y este resulta ser menor al 25% del área transversal máxima. En el eje 1-5/D-E se reduce drásticamente la sección del diagrama rígido debido al ascensor, esquinas entrantes, ducto de la escalera principal y ascensor. Al verificar la condición del diagrama rígido, resulta que el diafragma es 19% del área transversal máxima. Por ende, la estructura exhibe discontinuidad del diafragma, donde I_p será 0.85.

Irregularidad por sistemas no paralelos.

Esta condición ocurre cuando existen pórticos o muros no paralelos a la dirección de análisis, esto no aplica si la dirección de análisis y el pórtico forman un ángulo menor a 30 grados o la carga que resistida es menor al 10% de la fuerza de la cortante basal. Debido a que no existen pórticos no paralelos, no habrá irregularidad por sistemas no paralelos.

Masa sísmica

La masa sísmica se calcula sumando la carga total de la edificación y un porcentaje de la carga viva. Para estructuras de viviendas, se usa el 25% de la carga viva. A continuación, en la Tabla 16 presentamos las masas y los pesos de los entrepisos. Además, en la Tabla 17 realizaremos un metrado para verificar el peso de un entrepiso típico. A partir de ambas tablas, podemos verificar que los valores de pesos y masas obtenidos son confiables.

Tabla 16 Masas y peso en los entrepisos

| Masas y Pesos | | |
|---------------|------------------------|---------|
| Piso | Masa | Peso |
| | tonf-s ² /m | tonf |
| Azotea | 46.63 | 457.44 |
| Piso6 | 73.57 | 721.75 |
| Piso5 | 73.57 | 721.75 |
| Piso4 | 73.57 | 721.75 |
| Piso3 | 73.57 | 721.75 |
| Piso2 | 73.57 | 721.75 |
| Piso1 | 75.31 | 738.76 |
| Total | 489.80 | 4804.94 |

Nota: Fuente propia.

Tabla 17 Metrado convencional de peso en un piso típico

| Cargas | b(m) | h(m) | L(m) | Peso Unit. | Peso |
|--------------------------|------|------|-------|------------|------------------|
| C.M. | | | | | |
| Placas | 0.25 | 3 | 90.15 | 2.4 | 162.27 |
| Columnas | 0.3 | 3 | 4.6 | 2.4 | 9.936 |
| Vigas Peraltadas | 0.3 | 0.6 | 147 | 2.4 | 63.504 |
| Vigas Chatas | 0.25 | 0.25 | 32 | 2.4 | 4.8 |
| Losas aligeradas | 475 | | | 0.45 | 213.75 |
| Losas macizas | 23 | | | 0.58 | 13.34 |
| Tabiques | 0.15 | 2.7 | 215 | 1.35 | 117.55125 |
| C.V. | | | | | |
| Sobrecarga | 475 | | 0.25 | 0.2 | 23.75 |
| Total Amplificada | | | | | 737.37656 |

Nota: Fuente propia.

A continuación, verificamos que el peso distribuido sea un valor razonable. Para ello, dividimos el peso total entre el área techada total (4655 m²) y obtenemos un peso distribuido de 1.085 ton /m², tal como se puede ver a continuación:

$$\frac{\text{Peso Total}}{\text{Área Techada Total}} = \frac{4804.94}{4655} = 1.085 \text{ ton /m}^2$$

Centro de masa y rigidez

En esta sección mostraremos los centros de masas y centros rigideces obtenidos a partir del programa ETABS, cuyos resultados se muestran en la Tabla 18. Podemos observar que los centros de masas y centros de rigidez son cercanos, por lo que podemos esperar que no se generen problemas por torsión.

Tabla 18 Centro de masa y rigidez

| Piso | XCCM | YCCM | XCR | YCR |
|--------|-------|-------|-------|-------|
| | m | m | m | m |
| Azotea | 10.58 | 17.69 | 10.38 | 18.60 |
| Piso6 | 10.52 | 16.96 | 10.38 | 18.41 |
| Piso5 | 10.52 | 16.96 | 10.38 | 18.15 |
| Piso4 | 10.52 | 16.96 | 10.38 | 17.81 |
| Piso3 | 10.52 | 16.96 | 10.39 | 17.41 |
| Piso2 | 10.52 | 16.96 | 10.42 | 16.97 |
| Piso1 | 10.52 | 16.90 | 10.52 | 16.65 |

Nota: Fuente propia.

Modos de vibración de la estructura

En esta sección calcularemos los modos de vibración, los cuales están asociados a las formas y periodos de vibración. Estos últimos, están en función de la rigidez y distribución de las masas en el edificio; mas no de las cargas actuantes.

Primero, mostramos los modos de vibración para tres grados de libertad por piso obtenidos usando el programa ETABS. El modo de vibración predominante en la dirección X-X es del “Modo 1”, con un periodo de 0.486 segundos (Véase Tabla 19, resaltado con amarillo). De la misma manera, el modo de vibración predominante en la dirección Y-Y es el “Modo 3”, con un periodo de 0.268 segundos (Véase Tabla 19, resaltado con naranja).

Tabla 19 Modos de vibración y porcentaje de masa efectiva

| Análisis Modal Espectral | | | | | | |
|--------------------------|---------|--------|-------------------|--------|----------------|--|
| Modo | Periodo | | Masa Participante | | Masa Acumulada | |
| | seg | X-X(%) | Y-Y(%) | X-X(%) | Y-Y(%) | |
| 1 | 0.486 | 0.726 | 0.000 | 0.726 | 0.000 | |
| 2 | 0.274 | 0.001 | 0.081 | 0.727 | 0.081 | |
| 3 | 0.268 | 0.000 | 0.637 | 0.727 | 0.718 | |
| 4 | 0.12 | 0.170 | 0.000 | 0.898 | 0.718 | |
| 5 | 0.068 | 0.000 | 0.004 | 0.898 | 0.721 | |
| 6 | 0.065 | 0.000 | 0.200 | 0.898 | 0.921 | |
| 7 | 0.054 | 0.060 | 0.000 | 0.957 | 0.921 | |
| 8 | 0.033 | 0.025 | 0.000 | 0.983 | 0.921 | |
| 9 | 0.032 | 0.000 | 0.001 | 0.983 | 0.922 | |
| 10 | 0.031 | 0.000 | 0.049 | 0.983 | 0.971 | |
| 11 | 0.023 | 0.011 | 0.000 | 0.993 | 0.971 | |
| 12 | 0.021 | 0.000 | 0.000 | 0.993 | 0.971 | |
| 13 | 0.021 | 0.000 | 0.018 | 0.993 | 0.989 | |
| 14 | 0.018 | 0.005 | 0.000 | 0.998 | 0.989 | |
| 15 | 0.016 | 0.000 | 0.000 | 0.998 | 0.989 | |
| 16 | 0.016 | 0.000 | 0.007 | 0.998 | 0.996 | |
| 17 | 0.016 | 0.002 | 0.000 | 1.000 | 0.996 | |
| 18 | 0.013 | 0.000 | 0.000 | 1.000 | 0.996 | |
| 19 | 0.013 | 0.000 | 0.003 | 1.000 | 0.999 | |
| 20 | 0.012 | 0.000 | 0.000 | 1.000 | 0.999 | |
| 21 | 0.012 | 0.000 | 0.001 | 1.000 | 1.000 | |

Nota: Fuente Propia

Segundo, mostramos los periodos fundamentales de la estructura para un análisis modal en traslación pura en la Tabla 20.

Tabla 20 Periodo fundamental en traslación pura

| Análisis Modal Espectral | | | | | | |
|--------------------------|---------------|-------|-------------------|--------|----------------|--------|
| Modo | Periodo (seg) | | Masa Participante | | Masa Acumulada | |
| | X-X | Y-Y | X-X(%) | Y-Y(%) | X-X(%) | Y-Y(%) |
| 1 | 0.484 | 0.264 | 0.7273 | 0.7203 | 0.7273 | 0.7203 |
| 2 | 0.12 | 0.064 | 0.1704 | 0.2012 | 0.8976 | 0.9215 |
| 3 | 0.054 | 0.031 | 0.0598 | 0.0494 | 0.9575 | 0.971 |
| 4 | 0.033 | 0.021 | 0.0251 | 0.0181 | 0.9825 | 0.9891 |
| 5 | 0.023 | 0.016 | 0.0109 | 0.0073 | 0.9934 | 0.9963 |
| 6 | 0.018 | 0.013 | 0.0048 | 0.0029 | 0.9982 | 0.9992 |
| 7 | 0.016 | 0.012 | 0.0018 | 0.0008 | 1 | 1 |

Nota: Fuente propia.

Tercero, mostramos en la Tabla 21 y 22 el periodo fundamental obtenido en el método estático usando el método de Rayleigh (Artículo 28.4.2 la Norma E.030.).

Tabla 21 Periodo usando el método estático de Rayleigh en la dirección de sismo en X-X.

| Nivel | Masa tonf-s ² /m | F (ton) | D (m) | W*D2 | F*D | Perido (Rayleigh) |
|-----------------|-----------------------------|---------|-----------|-----------|-----------|-------------------|
| Piso 1 | 75.3 | 35.8 | 0.00130 | 0.0001277 | 0.0466344 | 0.476 |
| Piso 2 | 73.6 | 65.0 | 0.00362 | 0.0009630 | 0.2350532 | |
| Piso 3 | 73.6 | 95.0 | 0.00647 | 0.0030764 | 0.6140197 | |
| Piso 4 | 73.6 | 124.9 | 0.00949 | 0.0066315 | 1.1861854 | |
| Piso 5 | 73.6 | 154.9 | 0.01239 | 0.0113012 | 1.9201342 | |
| Piso 6 | 73.6 | 184.9 | 0.01497 | 0.0164889 | 2.7682509 | |
| Piso 7 (Azotea) | 46.6 | 136.2 | 0.0170821 | 0.0136065 | 2.3266036 | |
| | | | Total | 0.0521952 | 9.1 | |

Nota: Fuente propia.

Tabla 22 Periodo usando el método estático de Rayleigh en la dirección de sismo en Y-Y

| Nivel | Masa tonf-s ² /m | F (ton) | D (m) | W*D2 | F*D | Perido (Rayleigh) |
|-----------------|-----------------------------|---------|---------|-----------|-----------|-------------------|
| Piso 1 | 75.3 | 42.9 | 0.00054 | 0.0000219 | 0.0231468 | 0.275 |
| Piso 2 | 73.6 | 77.8 | 0.00141 | 0.0001472 | 0.1100389 | |
| Piso 3 | 73.6 | 113.7 | 0.00250 | 0.0004606 | 0.2844827 | |
| Piso 4 | 73.6 | 149.6 | 0.00370 | 0.0010062 | 0.5532292 | |
| Piso 5 | 73.6 | 185.5 | 0.00490 | 0.0017662 | 0.9088602 | |
| Piso 6 | 73.6 | 221.4 | 0.00602 | 0.0026703 | 1.3338201 | |
| Piso 7 (Azotea) | 46.6 | 163.1 | 0.00701 | 0.0022935 | 1.1436836 | |
| | | | Total | 0.0083660 | 4.4 | |

Nota: Fuente propia.

Comparamos ahora, en la Tabla 23, los periodos obtenidos para el análisis modal, traslación pura, estático y predimensionamiento de placas (Artículo 28.4.1 de la Norma E.030).

Tabla 23 Resumen de periodos calculados

| | Análisis Modal | Traslación Pura | Estático Rayleigh | E.060(Art.28.4.1) |
|----------------------------|----------------|-----------------|-------------------|-------------------|
| Periodo Fundamental en X-X | 0.486 | 0.484 | 0.476 | 0.35 |
| Periodo Fundamental en Y-Y | 0.268 | 0.264 | 0.275 | 0.35 |

Nota: Fuente propia.

Observamos que los periodos fundamentales para el análisis modal y traslación pura son muy cercanos para las dos direcciones de análisis. Además, notamos que el periodo obtenido del método estático usando la fórmula de Rayleigh guarda cercana relación con los dos métodos antes mencionados; aun así, no es recomendable el diseño basado en el periodo estático porque los modos mostrados no representan más del 90% de la masa participantes. Igualmente, notamos que el periodo obtenido con la aproximación de la norma E.030. tiene un considerable

error, por lo cual, es recomendable volver a realizar el predimensionamiento de placas con los periodos corregidos; cuyos resultados se pueden visualizar en la Tabla 25.

Cortante basal estático

En esta sección realizaremos el análisis estático lineal elástico para las dos direcciones de análisis. Asimismo, verificamos si el predimensionamiento de placas fue aceptable.

Primero, calculamos la fuerza cortante en la base, siguiendo las fórmulas establecidas en el Artículo 28.2 de la Norma E.030. Primero, mostramos los parámetros sísmicos en la Tabla 24.

Tabla 24 Valores de parámetros sísmicos

| Parámetros sísmicos | |
|---------------------|--------|
| Z | 0.45 |
| U | 1 |
| S | 1 |
| R x | 5.1 |
| R y | 5.1 |
| Cx | 2.09 |
| Cy | 2.5 |
| P (ton) | 4804.9 |

Nota: Fuente propia.

Usando parámetros sísmicos, procedemos a calcular la cortante basal estática para ambas direcciones de análisis.

$$V_{\text{basal}}(\text{estático}) = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot P$$

En la dirección X-X.

$$V_{\text{est. x}} = \frac{Z \cdot U \cdot C_x \cdot S}{R_x} \cdot P = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.09 \cdot 1}{5.1} \cdot 4805 = 885.2 \text{ ton}$$

En la dirección Y-Y.

$$V_{\text{est. y}} = \frac{Z \cdot U \cdot C_y \cdot S}{R_y} \cdot P = \frac{0.45 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 1}{5.1} \cdot 4805 = 1059.91 \text{ ton}$$

Además, verificamos el cociente de C/R según el Artículo 28.2.2. de la norma E.030.

$$\frac{C_x}{R} = \frac{2.09}{5.1} = 0.41 \geq 0.11 \text{ (Cumple)}$$

$$\frac{C_y}{R} = \frac{2.5}{5.1} = 0.49 \geq 0.11 \text{ (Cumple)}$$

A continuación, comparamos los valores obtenidos en esta sección con los valores obtenidos en el predimensionamiento de placas, cuya comparación se puede ver en Tabla 25. Al verificar

los resultados, encontramos que el predimensionamiento, usando un periodo simplificado, genera valores decentes para realizar el predimensionamiento. Concluimos que, utilizar un periodo aproximado para el predimensionamiento de placas, (Artículo 28.4.1 de la Norma E.030) genera buenos resultados, pero se recomienda verificar el predimensionamiento con un coeficiente de amplificación (C) corregido.

Tabla 25 Verificación del predimensionamiento usando los resultados del análisis estático

| PREDIMENSIONAMIENTO | | Sismo Y-Y | Sismo X-X |
|-----------------------------------|-----------------------------------|---------------|---------------|
| Vbasal (ton) | Artículo 28.4.1 de la Norma E.030 | 953.5 | 953.5 |
| | Análisis estático | 1059.9 | 885.2 |
| Longitud Requerida de Placas (cm) | Espesor de placas (cm) | e=20cm | e=30cm |
| | Artículo 28.4.1 de la Norma E.030 | 5059 | 3373 |
| | Análisis estático | 5624 | 3131 |
| Longitud Total Construida (cm) | | 6955 | 3430 |

Nota: Fuente propia.

Cortante basal dinámico

En esta sección, se realizará el análisis dinámico modal espectral, siguiendo los criterios del Artículo 29 de la Norma E.030.

Primero, graficamos el espectro inelástico de pseudo-aceleraciones, usando la fórmula encontrada en el Artículo 29.2.1. de la Norma E.030. y los parámetros sísmicos.

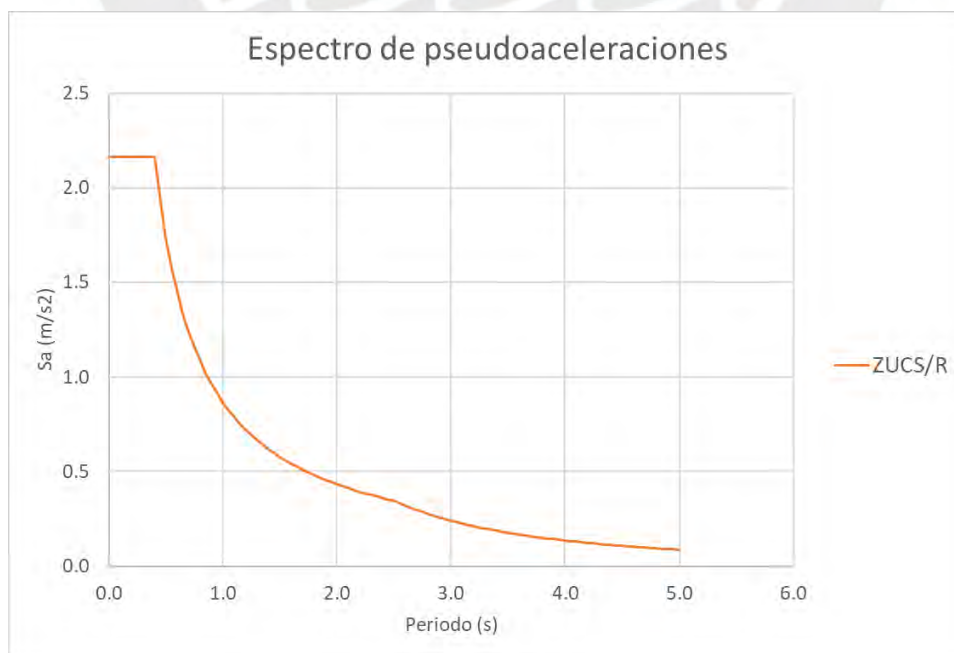


Figura 4 Espectro de pseudo-aceleraciones para las dos direcciones de sismo.

Nota: Fuente propia.

Donde:

- $Sa: \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S \cdot g}{R}$
- $Z: 1$
- $U: 1$
- $S: 1$
- $Ia: 1$
- $Ip: 0.85$
- $Tp: 0.4$
- $Tl: 2.5$
- $Rx: 5.1$
- $Ry: 5.1$

Acto seguido, usamos el espectro de pseudo-aceleraciones, los periodos obtenidos del análisis modal y masas participantes (Véase Tabla 19) para calcular la fuerza cortante basal de la estructura. En cada dirección se consideran aquellos modos de vibración cuya suma de masa efectivas sea por lo menos 90% de la masa total (Artículo 29.1.2 de la Norma E.030.). Los resultados serán mostrados en la Tabla 26.

Tabla 26 Cortante dinámica para ambas direcciones de análisis.

| Piso | Caso de análisis | Cortante dinámico (ton) |
|--------|------------------|-------------------------|
| Piso 1 | SISXXMY+ | 673.5 |
| Piso 1 | SISXXMY- | 676.5 |
| Piso 1 | SISYYMX+ | 698.1 |
| Piso 1 | SISYYMX- | 731.1 |

Nota: Fuente propia.

Amplificación de fuerzas sísmicas

En esta sección calcularemos el factor de amplificación de las fuerzas sísmica. Primero, calcularemos y verificaremos la cortante basal mínima siguiendo el Artículo 28.2.2. de la Norma E.030. Acto seguido, calcularemos la carga estática reducida. Agregando a lo anterior, el porcentaje de reducción 80% para estructuras regulares y 90% para estructura irregulares (Artículo 29.4.1.). Finalmente, el factor de amplificación sísmico será el cociente de la cortante estática reducida entre la fuerza dinámica; los resultados podrán ser visualizados en la Tabla 27. El factor será usado para amplificar las cargas dinámicas obtenidas del análisis modal y así obtener las cargas dinámicas de diseño.

Tabla 27 Resultados de los cortantes basales mínimos, cortantes basales estáticos reducidos y los factores de amplificación de sismos

| Dirección | Excentricidad | C | ZUCS/R | V.estática | V.dinámico | Vmin | 90% V.estático | V.diseño | Factor |
|-----------|---------------|------|--------|------------|------------|--------|----------------|----------|--------|
| X-X | MY+ | 2.07 | 0.183 | 878.37 | 675.60 | 238.05 | 790.54 | 790.54 | 1.170 |
| X-X | MY- | 2.07 | 0.183 | 878.37 | 680.20 | 238.05 | 790.54 | 790.54 | 1.162 |
| Y-Y | MX+ | 2.5 | 0.221 | 1060.84 | 698.70 | 238.05 | 954.75 | 954.75 | 1.366 |
| Y-Y | MX- | 2.5 | 0.221 | 1060.84 | 731.70 | 238.05 | 954.75 | 954.75 | 1.305 |

Nota: Fuente propia.

De la Tabla 27, podemos analizar los valores de coeficientes sísmicos ($\frac{ZUCS}{R}$) y vemos que son 0.183 y 0.221 para las direcciones de análisis X-X y Y-Y, los cuales son resultados razonables. Es común, verificar los cálculos cuando los coeficientes sísmicos son mayores a 0.5. Es más, si el coeficiente sísmico llegara a ser mayor a 1, se consideraría que el edificio es imposible de construir con métodos convencionales.

Al analizar los componentes del coeficiente sísmico, nos damos cuenta de que el parámetro sísmico de zona (Z) es el que puede influenciar más el coeficiente sísmico. Esto lo podemos ver al comparar los valores para $Z1=0.1$ y $Z4=0.45$, donde Z1 es una zona de baja sismicidad y el coeficiente sísmico es 4.5 veces más pequeño comparado con una zona de alta sismicidad. El parámetro de amplificación (C) tiene un rango de valores entre 2.5 a 0.1, donde el valor de C disminuye mientras más flexible es el edificio. Pero, en practica es muy raro que el valor de C sea menor a 1 porque implicaría edificios excesivamente flexibles e incapaces de satisfacer las derivas máximas de los códigos de construcción. Por ello establecemos que el parámetro de zona (Z) tiene mayor impacto que el factor de amplificación. Respecto los parámetros de suelo, uso, sistema estructural e irregularidades, su repercusión en los peores escenarios, no tienen tan impacto comparado con el parámetro de zona.

Verificación del sistema estructural

En esta sección realizamos la verificación del sistema estructural, mediante la comparación de las cortantes totales en la base y cortantes dinámicas absorbidas por las placas.

Tabla 28 Fuerzas cortante totales en la base.

| Piso | Caso de análisis | Cortante dinámico (ton) | Cortante Total en placas (ton) | % |
|-------|------------------|-------------------------|--------------------------------|-------|
| Piso1 | SISXXMY+ | 673.5 | 652.8 | 96.9% |
| Piso1 | SISXXMY- | 676.5 | 657.1 | 97.1% |
| Piso1 | SISYYMX+ | 698.1 | 691.3 | 99.0% |
| Piso1 | SISYYMX- | 731.1 | 724 | 99.0% |

Nota: Fuente propia.

El porcentaje mostrado en la Tabla 28 representa el porcentaje de fuerza cortante que es resistido por las placas. La diferencia, para alcanzar el 100%, es absorbida por las columnas.

Por ende, el comportamiento del edificio es de muros estructurales porque las placas absorben más del 80% de las fuerzas cortantes en la base.

Fuerzas cortantes de entrepisos

En esta sección mostramos las Tablas 29 y 30, que corresponden a las fuerzas cortantes de entrepiso para un análisis estático, obtenidas usando las fórmulas establecidas en la Norma E.030 en el Artículo 28.3.1. para determinar la distribución de fuerzas en cada piso.

Tabla 29 Distribución de la cortante basal estática por sismo en cada piso para X-X

| Nivel | Peso(ton) | hi(m) | Pi.hi ^k | ai | Fi (ton) |
|--------|-----------|-------|--------------------|-------|----------|
| Piso 1 | 738.8 | 3.5 | 2585.7 | 0.045 | 39.8 |
| Piso 2 | 721.7 | 6.5 | 4691.4 | 0.082 | 72.2 |
| Piso 3 | 721.7 | 9.5 | 6856.6 | 0.119 | 105.5 |
| Piso 4 | 721.7 | 12.5 | 9021.8 | 0.157 | 138.8 |
| Piso 5 | 721.7 | 15.5 | 11187.1 | 0.194 | 172.1 |
| Piso 6 | 721.7 | 18.5 | 13352.3 | 0.232 | 205.5 |
| Azotea | 457.4 | 21.5 | 9834.9 | 0.171 | 151.3 |
| | | Total | 57529.8 | 1.000 | 885.2 |

Nota: Fuente propia

Tabla 30 Distribución de la de la cortante basal estática en cada piso para Y-Y

| Nivel | Peso(ton) | hi(m) | Pi.hi ^k | ai | Fi (ton) |
|--------|-----------|-------|--------------------|-------|----------|
| Piso 1 | 738.8 | 3.5 | 2585.7 | 0.045 | 47.6 |
| Piso 2 | 721.7 | 6.5 | 4691.4 | 0.082 | 86.4 |
| Piso 3 | 721.7 | 9.5 | 6856.6 | 0.119 | 126.3 |
| Piso 4 | 721.7 | 12.5 | 9021.8 | 0.157 | 166.2 |
| Piso 5 | 721.7 | 15.5 | 11187.1 | 0.194 | 206.1 |
| Piso 6 | 721.7 | 18.5 | 13352.3 | 0.232 | 246.0 |
| Azotea | 457.4 | 21.5 | 9834.9 | 0.171 | 181.2 |
| | | Total | 57529.8 | 1.000 | 1059.9 |

Nota: Fuente propia

Las fuerzas cortantes obtenidas a partir del análisis modal espectral, traslación pura y estático se mostrarán en las Tablas 31 y 32. Los valores del análisis modal espectral y traslacional se obtuvieron usando el programa ETABS. Podemos apreciar que la distribución de las cortante basal es parecida para los tres casos. Para la presente tesis, se trabajará con las cargas obtenidas a partir del análisis modal espectral.

Tabla 31 Distribución de fuerzas sísmicas en altura para el sismo de diseño en X-X

| | | Distribución de la cortante basal por piso | | |
|--------|----------|--|-----------------|----------|
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | SISDISXX | 171.9 | 176.8 | 151.3 |
| Piso6 | SISDISXX | 192.8 | 197.9 | 205.5 |
| Piso5 | SISDISXX | 145.1 | 149.0 | 172.1 |
| Piso4 | SISDISXX | 112.7 | 115.6 | 138.8 |
| Piso3 | SISDISXX | 85.4 | 88.0 | 105.5 |
| Piso2 | SISDISXX | 59.0 | 60.5 | 72.2 |
| Piso1 | SISDISXX | 27.7 | 30.7 | 39.8 |

Nota: Fuente propia

Tabla 32 Distribución de fuerzas sísmicas en altura para el sismo de diseño en Y-Y

| | | Distribución de la cortante basal por piso | | |
|--------|----------|--|-----------------|----------|
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | SISDISYY | 201.1 | 220.7 | 181.2 |
| Piso6 | SISDISYY | 237.7 | 261.3 | 246.0 |
| Piso5 | SISDISYY | 177.0 | 195.2 | 206.1 |
| Piso4 | SISDISYY | 133.6 | 147.5 | 166.2 |
| Piso3 | SISDISYY | 98.9 | 110.3 | 126.3 |
| Piso2 | SISDISYY | 69.9 | 75.6 | 86.4 |
| Piso1 | SISDISYY | 35.8 | 40.4 | 47.6 |

Nota: Fuente propia

Notamos que la distribución de fuerzas en altura es cercana para los tres casos de análisis. Esto se debe que los tres casos de análisis tienen un periodo fundamental muy cercano, pero a diferencia del análisis estático donde solo se usa un modo de vibración, el método modal espectral y por traslación pura usan varios modos de vibración en función de las masas participantes, brindando una mejor aproximación del comportamiento de la estructura en caso de sismo.

Factor de seguridad al volteo

Los momentos volcantes de entrepiso se calculan usando los pesos de la Tabla 16, los centros de masa de la Tabla 18 y las fuerzas obtenidas en la Tabla 30 y Tabla 31. Adicionalmente, la siguiente fórmula:

$$F.S._{volteo} = \frac{\sum W_i \times d_i}{\sum h_i \times F_i}$$

Factor de seguridad al volteo con el análisis modal espectral

$F.S._{volteo X-X}$

$$\frac{522.4 \times 10.5 + 759.8 \times 10.5 + 759.8 \times 10.5 + 759.8 \times 10.5 + 759.8 \times 10.5 + 759.8 \times 10.5 + 759.8 \times 10.5}{21.5 \times 171.9 + 18.5 \times 192.8 + 15.5 \times 145.1 + 12.5 \times 112.7 + 9.5 \times 85.4 + 6.5 \times 59.0 + 3.5 \times 27.7}$$

$$F.S_{\text{volteo } X-X} \frac{53712.7}{12213.9} = 4.39$$

$$F.S_{\text{volteo } Y-Y}$$

$$\frac{522.4 \times 18.6 + 759.8 \times 17.9 + 759.8 \times 17.9 + 759.8 \times 17.9 + 759.8 \times 17.9 + 759.8 \times 17.9 + 759.8 \times 17.9}{21.5 \times 201.1 + 18.5 \times 237.7 + 15.5 \times 177.0 + 12.5 \times 133.6 + 9.5 \times 98.9 + 6.5 \times 69.9 + 3.5 \times 35.8}$$

$$F.S_{\text{volteo } Y-Y} \frac{91432.3}{14655.1} = 6.24$$

Factor de seguridad al volteo con el análisis por traslación pura

$$F.S_{\text{volteo } X-X} \frac{53712.7}{12554.0} = 4.27$$

$$F.S_{\text{volteo } Y-Y} \frac{91432.3}{16127.9} = 5.67$$

Factor de seguridad al volteo para el análisis estático

$$F.S_{\text{volteo } X-X} \frac{53712.7}{13069.0} = 4.11$$

$$F.S_{\text{volteo } Y-Y} \frac{91432.3}{15647.7} = 5.84$$

Al comparar los resultados notamos que los factores de seguridad por volteo son cercanos y esto se debe a la misma razón por la que las fuerzas en altura resultaron cercanas. El periodo fundamental para los tres casos de análisis es casi el mismo y las diferencias en los resultados se deben al efecto de considerar varios de modos de vibración.

Desplazamientos y derivas máximos

En esta sección calcularemos los desplazamientos laterales inelásticos en las dos direcciones de análisis siguiendo el Artículo 31 de la Norma E.030. Según este, los desplazamientos laterales de edificios regulares se obtienen multiplicando por 0.75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico. De igual manera, para estructuras irregulares se multiplica por 0.85R. Mostraremos los desplazamientos de entrepisos elásticos, inelásticos y derivas obtenidas para los tres tipos de análisis en las dos direcciones de sismo. A partir de

estos resultados, podemos verificar que se obtienen valores similares de desplazamientos para los tres casos de análisis. Los resultados de los desplazamientos de entrepisos podrán ser visualizados en la Tabla 33-34. Mientras que, las derivas máximas serán mostradas en la Tabla 35, donde verificaremos que las derivas máximas son menores a 0.007.

Tabla 33 Desplazamientos elásticos de entrepiso

| | | Desplazamientos Elásticos de entrepiso en X-X (m) | | |
|-------------|-------------|--|------------------------|-----------------|
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | Sismo X-X | 0.00270 | 0.00230 | 0.00214 |
| Piso6 | Sismo X-X | 0.00290 | 0.00250 | 0.00151 |
| Piso5 | Sismo X-X | 0.00300 | 0.00258 | 0.00096 |
| Piso4 | Sismo X-X | 0.00300 | 0.00270 | 0.00064 |
| Piso3 | Sismo X-X | 0.00280 | 0.00249 | 0.00039 |
| Piso2 | Sismo X-X | 0.00220 | 0.00200 | 0.00020 |
| Piso1 | Sismo X-X | 0.00120 | 0.00113 | 0.00006 |
| | | Desplazamientos Elásticos de entrepiso en Y-Y (m) | | |
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | Sismo Y-Y | 0.00095 | 0.00090 | 0.00096 |
| Piso6 | Sismo Y-Y | 0.00100 | 0.00094 | 0.00063 |
| Piso5 | Sismo Y-Y | 0.00101 | 0.00098 | 0.00038 |
| Piso4 | Sismo Y-Y | 0.00097 | 0.00092 | 0.00024 |
| Piso3 | Sismo Y-Y | 0.00087 | 0.00084 | 0.00014 |
| Piso2 | Sismo Y-Y | 0.00068 | 0.00066 | 0.00007 |
| Piso1 | Sismo Y-Y | 0.00044 | 0.00041 | 0.00002 |

Nota: Fuente propia

Tabla 34 Desplazamientos inelásticos de entrepiso

| | | Desplazamientos Inelásticos de entrepiso en X-X (m) | | |
|-------------|-------------|--|------------------------|-----------------|
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | Sismo X-X | 0.01170 | 0.00997 | 0.00929 |
| Piso6 | Sismo X-X | 0.01257 | 0.01084 | 0.00653 |
| Piso5 | Sismo X-X | 0.01301 | 0.01118 | 0.00415 |
| Piso4 | Sismo X-X | 0.01301 | 0.01170 | 0.00276 |
| Piso3 | Sismo X-X | 0.01214 | 0.01079 | 0.00170 |
| Piso2 | Sismo X-X | 0.00954 | 0.00867 | 0.00086 |
| Piso1 | Sismo X-X | 0.00520 | 0.00490 | 0.00025 |
| | | Desplazamientos Inelásticos de entrepiso en Y-Y (m) | | |
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | Sismo Y-Y | 0.00412 | 0.00390 | 0.00417 |
| Piso6 | Sismo Y-Y | 0.00434 | 0.00407 | 0.00273 |
| Piso5 | Sismo Y-Y | 0.00438 | 0.00425 | 0.00164 |
| Piso4 | Sismo Y-Y | 0.00420 | 0.00399 | 0.00104 |
| Piso3 | Sismo Y-Y | 0.00377 | 0.00364 | 0.00062 |
| Piso2 | Sismo Y-Y | 0.00293 | 0.00286 | 0.00031 |
| Piso1 | Sismo Y-Y | 0.00189 | 0.00178 | 0.00010 |

Nota: Fuente propia

Tabla 35 Derivas de entrepiso

| Derivas Inelásticos de entrepiso en X-X (m) | | | | |
|--|-------------|------------------------|------------------------|-----------------|
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | Sismo X-X | 0.00390 | 0.00332 | 0.00310 |
| Piso6 | Sismo X-X | 0.00419 | 0.00361 | 0.00218 |
| Piso5 | Sismo X-X | 0.00434 | 0.00373 | 0.00138 |
| Piso4 | Sismo X-X | 0.00434 | 0.00390 | 0.00092 |
| Piso3 | Sismo X-X | 0.00405 | 0.00360 | 0.00057 |
| Piso2 | Sismo X-X | 0.00318 | 0.00289 | 0.00029 |
| Piso1 | Sismo X-X | 0.00149 | 0.00140 | 0.00007 |
| Derivas Inelásticos de entrepiso en Y-Y (m) | | | | |
| Piso | Caso | Modal Espectral | Traslación Pura | Estático |
| Azotea | Sismo Y-Y | 0.00137 | 0.00130 | 0.00139 |
| Piso6 | Sismo Y-Y | 0.00145 | 0.00136 | 0.00091 |
| Piso5 | Sismo Y-Y | 0.00146 | 0.00142 | 0.00055 |
| Piso4 | Sismo Y-Y | 0.00140 | 0.00133 | 0.00035 |
| Piso3 | Sismo Y-Y | 0.00126 | 0.00121 | 0.00021 |
| Piso2 | Sismo Y-Y | 0.00098 | 0.00095 | 0.00010 |
| Piso1 | Sismo Y-Y | 0.00054 | 0.00051 | 0.00003 |

Nota: Fuente propia

Juntas sísmicas

En esta sección calcularemos la separación “s” entre edificios siguiendo los criterios del Artículo 33 de la Norma E.030. Primero, estableceremos los valores mínimos de “s”, los cuales se mostrarán a continuación.

- $2/3$ de la suma de los desplazamientos máximos respecto a los edificios adyacentes
- $s \geq 0.006h$ (h es la distancia del nivel del suelo hasta el nivel de análisis. En este caso, h es 21 m y corresponde a la altura hasta el último nivel)
- $s \geq 3 \text{ cm}$

El máximo desplazamiento en la azotea es de 7.71 cm y 2.56 cm para las direcciones X-X y Y-Y respectivamente, estos valores se obtienen de la Tabla 34 para el caso “Modal Espectral”, donde el desplazamiento máximo es la suma de los desplazamientos inelásticos de los entrepisos. Asimismo, se asumirá que el desplazamiento máximo de los edificios adyacentes en el nivel de la azotea es de 10 cm. Por la tanto, la junta sísmica entre edificios será 12.6 cm, tal como se muestra en los siguientes cálculos.

- $s \geq [2/3(7.71 + 10) = 11.8\text{cm}]$
- $s \geq [0.006 \times 2100 = 12.6\text{cm}]$
- $s \geq [3 \text{ cm}]$

Asimismo, el Artículo 33.3. de la Norma E.030 indica la junta respecto al límite de propiedad no debe ser menor a los siguientes valores:

- 2/3 del desplazamiento máximo inelástico del edificio en cada dirección.
- $s/2$

Resolviendo en la dirección X-X:

- $2/3 * 7.71 = 5.1$ cm.
- $s/2 = 12.6/2 = 6.3$ cm

Resolviendo en la dirección Y-Y:

- $2/3 * 2.56 = 1.7$ cm.
- $s/2 = 12.6/2 = 6.3$ cm

Finalmente, la junta sísmica respecto al límite de propiedad será 6.5cm en ambas direcciones.

Verificación del diagrama rígido

En esta sección, usamos el artículo 12.3.1.3. para confirmamos que el diagrama es rígido. Los diagramas que satisfacen la siguiente formula son idealizados como diagramas flexibles.

$$\frac{\delta_{MMD}}{\Delta_{ADVE}} > 2$$

Donde δ_{MMD} y Δ_{ADVE} corresponden a la deformación máxima en el punto medio la placa; y a la deformación promedio de los elementos verticales (muros), δ_{MMD} y Δ_{ADVE} se muestran en la Figura 5.

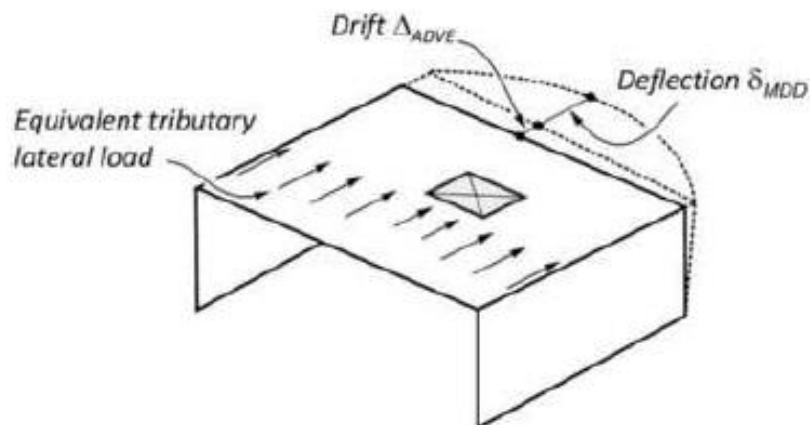


Figura 5 Diagrama Flexible
Fuente: Artículo 12.3.2.2, ASCE 7-22.

Para el análisis determinamos los valores de δ_{MMD} y Δ_{ADVE} cuando los diafragmas son considerados flexibles. Como podemos ver en la Tabla 36, los coeficientes obtenidos (ratio) son menores que dos. Por ende, verificamos que el comportamiento del diafragma será rígido.

Tabla 36 Derivas de entrepiso

| Piso | Caso | Value | δ_{MMD} | Δ_{ADVE} | Ratio |
|--------|----------|-------|----------------|-----------------|-------|
| Azotea | DERYYMX- | Max | 0.014974 | 0.007747 | 1.933 |
| Piso6 | DERYYMX- | Max | 0.012739 | 0.006633 | 1.921 |
| Azotea | DERYYMX+ | Max | 0.018034 | 0.00943 | 1.912 |
| Piso5 | DERYYMX- | Max | 0.010323 | 0.005411 | 1.908 |
| Piso6 | DERYYMX+ | Max | 0.015346 | 0.008068 | 1.902 |
| Piso4 | DERYYMX- | Max | 0.007808 | 0.004122 | 1.894 |
| Piso5 | DERYYMX+ | Max | 0.012437 | 0.006578 | 1.891 |
| Piso3 | DERYYMX- | Max | 0.005315 | 0.002827 | 1.88 |
| Piso4 | DERYYMX+ | Max | 0.009409 | 0.005009 | 1.878 |
| Piso2 | DERYYMX- | Max | 0.00303 | 0.001624 | 1.866 |
| Piso3 | DERYYMX+ | Max | 0.006405 | 0.003433 | 1.866 |
| Piso1 | DERYYMX- | Max | 0.001159 | 0.000625 | 1.855 |
| Piso2 | DERYYMX+ | Max | 0.00365 | 0.00197 | 1.853 |
| Piso1 | DERYYMX+ | Max | 0.001395 | 0.000756 | 1.845 |
| Azotea | DERXXMY- | Max | 0.075498 | 0.06633 | 1.138 |
| Piso6 | DERXXMY- | Max | 0.06417 | 0.056664 | 1.132 |
| Piso5 | DERXXMY- | Max | 0.051931 | 0.046083 | 1.127 |
| Piso4 | DERXXMY- | Max | 0.039098 | 0.034865 | 1.121 |
| Piso3 | DERXXMY- | Max | 0.026276 | 0.023537 | 1.116 |
| Piso1 | DERXXMY- | Max | 0.00516 | 0.004634 | 1.114 |
| Piso2 | DERXXMY- | Max | 0.014531 | 0.013063 | 1.112 |
| Piso3 | DERYYMX+ | Max | 0.008717 | 0.008021 | 1.087 |
| Piso2 | DERYYMX+ | Max | 0.004902 | 0.004512 | 1.087 |
| Piso4 | DERYYMX+ | Max | 0.012989 | 0.011959 | 1.086 |
| Piso5 | DERYYMX+ | Max | 0.017428 | 0.016058 | 1.085 |

Fuente Propia

Capítulo 4: Diseño de losas aligeradas, losas macizas y vigas chatas

En este capítulo, desarrollaremos el diseño de una vigueta, un paño de losa maciza y una viga chata. La metodología mostrada en este capítulo representa el procedimiento de diseño utilizado para el resto de los mismos elementos. Los diseños finales se encuentran en el Anexo 2 - Plano E5. Asimismo, en esta sección desarrollaremos brevemente la metodología del diseño por flexión y cortante en elementos horizontales, por lo tanto, en capítulos posteriores solo se mencionará su uso.

4.1. Losa aligerada

Metrado, modelos y análisis estructural para cargas de gravedad.

La vigueta que se diseñará se ubica en el eje 1-5/A-B (Véase Figura 6).



Figura 6 Vigueta seleccionada para el ejemplo de diseño
Nota. Fuente propia.

Metrado.

Carga Muerta.

- $Peso\ propio = 0.35 \frac{ton}{m^2} \times 0.4\ m = 0.14 \frac{ton}{m}$
- $Piso\ terminado = 0.10 \frac{ton}{m^2} \times 0.4\ m = 0.04 \frac{ton}{m}$
- $W_{muerta} = 0.18 \frac{ton}{m}$
- $P_{Tabique} = 1.350 \frac{ton}{m^3} \times 2.8\ m \times 0.15\ m \times 0.4\ m = 0.22\ ton$

Carga Viva.

- $Sobrecarga = 0.20 \frac{ton}{ml} \times 0.4\ m = 0.08 \frac{ton}{ml}$
- $W_{viva} = 0.08 \frac{ton}{ml}$

Modelo.

El modelo será una vigueta de 4 tramos, empotrado en los extremos y con apoyos simples en los tramos internos. A pesar de que la longitud de desarrollo para refuerzos de $\frac{1}{2}$ " y ganchos de 90 grados es 27.7 cm y la placa tiene un espesor de 20 cm, los extremos se considerarán empotrados debido que en los vaciados de losas son monolíticos, es decir que las losa y la parte superior de las placas son vaciados simultáneamente. Esto crea una mejor unión y por ende el comportamiento se asemeja más a una condición empotrada.



Figura 7 Modelo simplificado de la vigueta
Nota: Fuente propia.

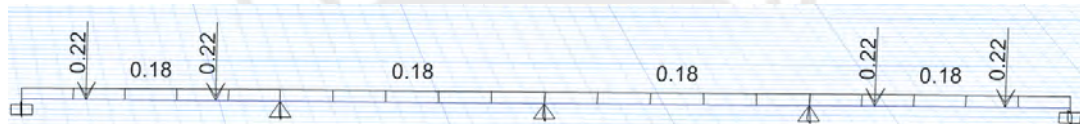


Figura 8 Distribución de carga muerta en la vigueta
Nota: Fuente propia.

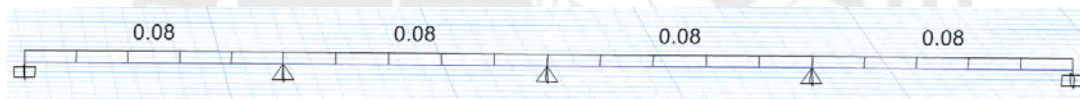


Figura 9 Distribución de carga viva en la vigueta
Nota: Fuente propia.

Análisis estructural para cargas de gravedad

Usamos el metrado de la vigueta y las combinaciones de carga de la Tabla 3 para determinar las cargas de ultimas para el diseño de la vigueta.

W_{ultima} .

- $1.4 \times W_{muerta} + 1.7 \times W_{viva} = 0.388 \frac{ton}{ml}$
- $1.4 \times W_{tabique} = 0.31 ton$

Procedemos a dibujar los diagramas de momentos flector y fuerzas cortantes usando los principios de análisis estructural. Los valores obtenidos representan las fuerzas de diseño a la cara de los apoyos.

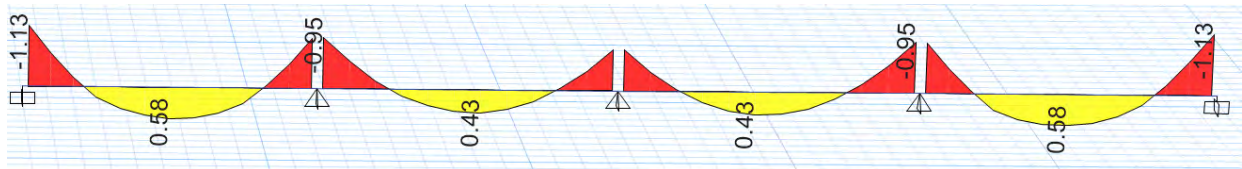


Figura 10 Diagrama de momentos flectores en la viga para cargas últimas
Nota: Fuente propia.

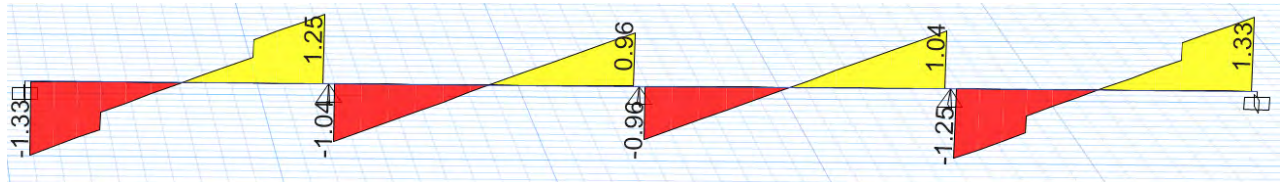


Figura 11 Diagrama de cortantes en la viga para cargas últimas
Nota: Fuente propia.

Procedimiento de diseño

Esta sección se basará en los criterios y requerimientos establecidos por el Capítulo 10 "Flexión y Carga Axial" de la Norma E.060. De igual forma, usaremos algunas simplificaciones y fórmulas del libro "Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi". Para el ejemplo propuesto y el resto de las viguetas, se seguirá el mismo procedimiento.

Diseño por flexión.

Determinar los aceros mínimos de la sección.

El acero mínimo será el acero necesario para que la resistencia de diseño de la sección sea por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta M_{cr} ($\Phi M_n > 1.2M_{cr}$) (Artículo 10.5 de la norma E.060).

Donde:

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_g}{Y_t} \qquad f_r = 2\sqrt{f'_c}$$

- M_{cr} : momento de agrietamiento de la sección bruta.
- f_r : módulo de rotura del concreto.
- f'_c : resistencia a la compresión del concreto.
- I_g : momento de inercia de la sección bruta.
- Y_t : distancia desde el eje centroidal de la sección total a la fibra extrema en tracción.

Determinar el acero máximo de la sección.

En esta parte, usaremos las siguientes ecuaciones para calcular los aceros mínimos positivos y negativos para una sección en forma de T (Ottazzi, 2016, pág. 156).

$$As_{max}^+ = 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \cdot ((bf - bw) \cdot hf + \beta \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \cdot bw \cdot d$$

$$As_{max}^- = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'c}{fy} \beta \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \cdot bw \cdot d$$

Donde:

- bw : ancho del alma de la sección (10cm en una viga convencional).
- d : peralte efectivo (22 cm)
- fy : esfuerzo de fluencia del acero (4200kg/cm²)
- $f'c$: resistencia a compresión del concreto (en losas 210 kg/cm²)
- ϵ_{cu} : deformación última del concreto (0.003)
- ϵ_y : deformación de fluencia del acero (0.0021)
- β : coeficiente que depende de $f'c$ (Para $f'c \leq 280$ kg/cm² el valor de β es 0.85)

Calcular los aceros requeridos.

En esta parte, calcularemos los aceros requeridos en función del valor del momento último. Las fórmulas que se utilizaran se obtuvieron de Ottazzi, 2016, pág. 155.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2|M_u|}{\phi \cdot 0.85 f'c \cdot b}}$$

$$As = \frac{|M_u|}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$$

Determinar el corte o doblado del refuerzo.

En este paso seguiremos los criterios mostrados en la Figura 12.

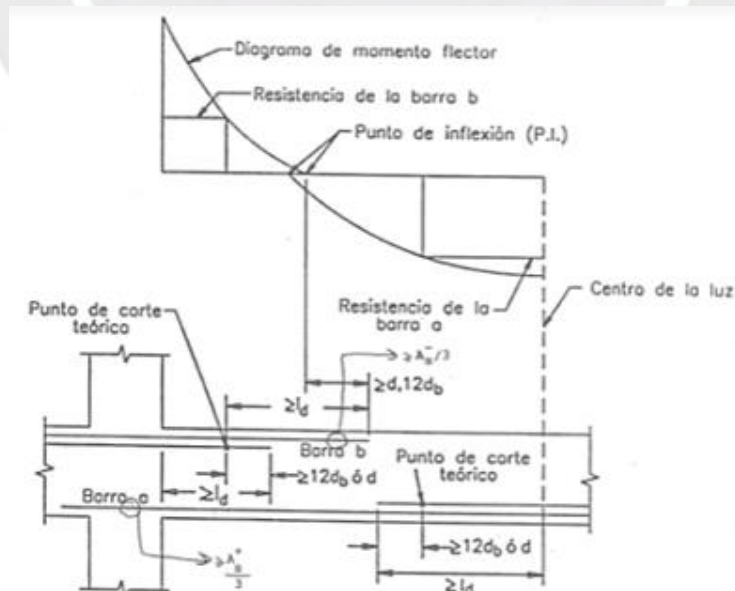


Figura 12 Consideraciones para el corte de acero en regiones de momento positivo y negativo
Fuente: "Apuntes de Curo Concreto Armado 1" Ottazzi, 2016, pág. 501

Diseñar el acero de temperatura.

El acero por temperatura o refuerzo por cambios volumétricos se calcula utilizando los requerimientos del Artículo 9.7. de la Norma E.060, el cual define los siguientes criterios:

- La cuantía del acero de temperatura será 0.0018.
- El espaciamiento máximo será 40cm o 3 veces el espesor de la losa.

Diseño por cortante.

Calcular la resistencia al cortante del concreto de la sección.

La resistencia por corte de la sección será calculada usando la fórmula y criterios del Artículo 11.3.1.1. de la Norma E.060, la cual mostramos a continuación.

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

Verificar que la resistencia al cortante sea mayor a la requerida.

Este paso consiste en verificar que la capacidad por cortante del concreto sea mayor a la cortante requerida en la sección ($\phi V_c \geq V_u$). En caso contrario, se colocará ensanches.

Ejemplo de diseño.

Diseño por flexión.

Determinar los aceros mínimos de la sección.

Primero determinamos el centroide, área, inercia y momento de agrietamiento de la sección bruta para una vigueta convencional de 25 cm de peralte.

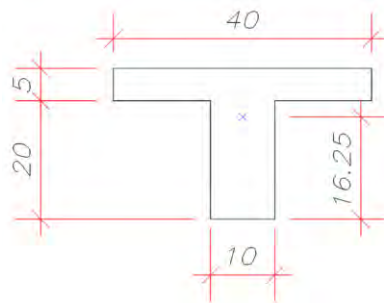


Figura 13 Sección y Centroide para una vigueta de 25 cm de espesor.
Nota: Fuente propia.

$$\text{Área} = 10 \text{ cm} \times 25 \text{ cm} + 5 \text{ cm} \times 30 \text{ cm} = 400 \text{ cm}^2$$

$$\text{Centroide} = \frac{10 \times 25 \times 12.5 + 5 \times 30 \times 22.5}{10 \times 25 + 5 \times 30} = 16.25 \text{ cm}$$

$$I_g = \frac{40 \times 5^3}{12} + [40 \times 5] \times (22.5 - 16.25)^2 - \frac{20 \times 10^3}{12} - [20 \times 10] \times (16.25 - 10)^2 = 22708 \text{ cm}^4$$

$$f_r = 2\sqrt{280} = 28.98 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$M_{cr}^+ = \frac{\text{Inercia}_{Bruta} \times f_r}{16.25} = \frac{22708 \cdot (28.98)}{16.25} = 40501 \text{ ton.m}$$

$$M_{cr}^- = \frac{\text{Inercia}_{Bruta} \times f_r}{25 - 16.25} = \frac{22708 \cdot (28.98)}{8.75} = 75216 \text{ ton.m}$$

Tabla 37 Propiedades de una vigueta convencional de 25 cm.

| Centroide (cm) | Area (cm ²) | Ig(cm ⁴) | fc (kg/m ²) | Mcr+ (kg.cm) | Mcr- (kg.cm) |
|----------------|-------------------------|----------------------|-------------------------|--------------|--------------|
| 16.25 | 400 | 22708 | 210 | 40501 | 75216 |

Nota: Fuente propia.

Acto seguido, calculamos el acero necesario para satisfacer $1.2(M_{cr})$.

$$A_{s_{min}}^+ = \frac{1.2 \cdot (M_{cr}^+)}{0.9 \cdot f_y \cdot (0.95 \cdot d)} = \frac{1.2 \cdot (40501)}{0.9 \cdot 4200 \cdot (0.95 \cdot 22)} = 0.53 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}}^- = \frac{1.2 \cdot (M_{cr}^-)}{0.9 \cdot f_y \cdot (0.95 \cdot d)} = \frac{1.2 \cdot (75216)}{0.9 \cdot 4200 \cdot (0.95 \cdot 22)} = 1.16 \text{ cm}^2$$

Determinar el acero máximo de la sección.

Calculamos la cuantía balanceada para la vigueta.

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} \cdot \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 0.02125$$

$$A_{s_{max}}^+ = 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot ((bf - bw) \cdot hf + \beta \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \cdot bw \cdot d) = 8.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{max}}^- = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \beta \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) \cdot bw \cdot d = 3.51 \text{ cm}^2$$

Calcular los aceros requeridos.

Los resultados del diseño por flexión de la vigueta se muestran en la Tabla 38.

Aprovechando que los tramos son simétricos, solo se muestran los resultados del primer y segundo tramo.

Tabla 38 Resumen del diseño por flexión de la vigueta convencional

| | | Apoyo Eje1 | Tramo 1-2' | Apoyo Eje2' | Tramo 2'-3 | Apoyo Eje3 | |
|---------------------------------|----------|-----------------|------------|-------------|------------|------------|--------|
| Mu sup.(ton.m) | | 1.13 | - | 0.95 | - | 0.75 | |
| Mu inf.(ton.m) | | - | 0.58 | - | 0.43 | - | |
| Asmin (cm ²) | | 1.16 | 0.53 | 1.16 | 0.53 | 1.16 | |
| Amax(cm ²) | | 3.51 | 8.29 | 3.51 | 8.29 | 3.51 | |
| As req. sup. (cm ²) | | 1.98 | - | 1.57 | - | 1.19 | |
| As req. inf. (cm ²) | | - | 0.87 | - | 0.63 | - | |
| As colocado | Superior | cm ² | 2.58 | - | 2.58 | - | 1.29 |
| | | Baston | 2φ1/2" | - | 2φ1/2" | - | 1φ1/2" |
| | Inferior | cm ² | 1.29 | 1.29 | 1.29 | 1.29 | 1.29 |
| | | Corrido | 1φ1/2" | 1φ1/2" | 1φ1/2" | 1φ1/2" | 1φ1/2" |

Nota: Fuente Propia

Determinar el corte o doblado del refuerzo.

En la Tabla 39, los recuadros resaltados en amarillo representan la longitud de corte calculada para los refuerzos negativos y positivos. Los cálculos se realizaron siguiendo los criterios de la Figura 11. Los cortes empiezan a las caras de los apoyos.

Tabla 39 Cortes del refuerzo longitudinal en la vigueta

| | Apoyo Eje1 | Tramo 1-2' | Apoyo Eje2' | | Tramo 2'-5 | Apoyo Eje3 |
|-------------------------------------|---------------|-------------|-----------------|---------------|------------|-----------------|
| Barra Superior | 2φ1/2" | X | 2φ1/2" | | X | 1φ1/2" |
| | Corte derecho | | Corte izquierdo | Corte derecho | | Corte izquierdo |
| Puntos de inflexion (m) | 1.2 | | 0.95 | 1.35 | | 1 |
| d | 0.23 | | 0.23 | 0.23 | | 0.23 |
| 12db | 0.114 | | 0.1524 | 0.1524 | | 0.1524 |
| Minima Longitud del refuerzo | 1.43 | 1.18 | 1.58 | 1.23 | | |
| Longitud del Corte Real | 1.65 | 1.65 | 1.65 | 1.65 | | |
| Barra Inferior | 1φ1/2" | | | | | |
| | Barra corrida | | | | | |

Nota: Fuente propia.

Diseñar el acero de temperatura.

Calculamos los espaciamientos mínimos del acero de temperatura siguiendo los dos criterios establecidos por la norma E.060.(Artículo 7.12 y 9.7).

- Para una cuantía de 0.0018, obtenemos que el acero por temperatura es $0.9\text{cm}^2/\text{m}$ y puede ser distribuido con barras de $\frac{1}{4}$ " cada 35 cm.

$$A_{smin} = 0.0018bh = 0.0018 \times 100 \times 5 = 0.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Usando barras de $\frac{1}{4}$ " de diámetro

$$\text{Espaciamiento} = 0.32\text{cm}^2 \times 100\text{cm} / 0.9\text{cm}^2 = 35 \text{ cm}$$

- El espaciamento máximo será 40 cm o 3 veces el espesor de la losa.

Finalmente, el espaciamento del acero por temperatura será 40 cm.

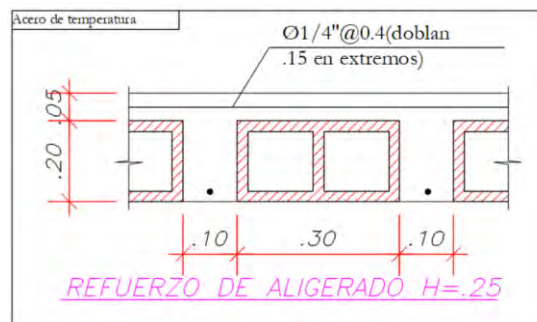


Figura 14 Detalle del refuerzo por temperatura en viguetas
Nota: Fuente propia.

Diseño por cortante.

Calcular la resistencia al cortante del concreto de la sección.

El diseño de aligerados permite un incremento del 10% en la resistencia por cortante

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

$$\Phi V_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 10 \times 22 \div 1000 = 1.58 \text{ ton}$$

Verificar que la resistencia al cortante sea mayor a la requerida.

Verificamos la condición $\Phi V_c \geq V_u$ para cortantes a “d” de la cara de los apoyos. Las cortantes aplicadas (V_u) se obtienen del diagrama de fuerzas cortantes (Figura 11). Por otro lado, la verificación y los resultados se muestran en la Tabla 40, de la cual obtenemos que la vigueta no requerirá ensanches.

Tabla 40 Análisis por cortante en las viguetas

| | Apoyo Eje1 | Apoyo Eje2 | | Apoyo Eje3 |
|---------------------------------------|------------|------------|--------|------------|
| Vu | 1.33 | 1.25 | 1.04 | 0.95 |
| ΦV_c | 1.58 | 1.58 | 1.58 | 1.58 |
| $\Phi V_c > V_u$ | Cumple | Cumple | Cumple | Cumple |

Nota: Fuente propia

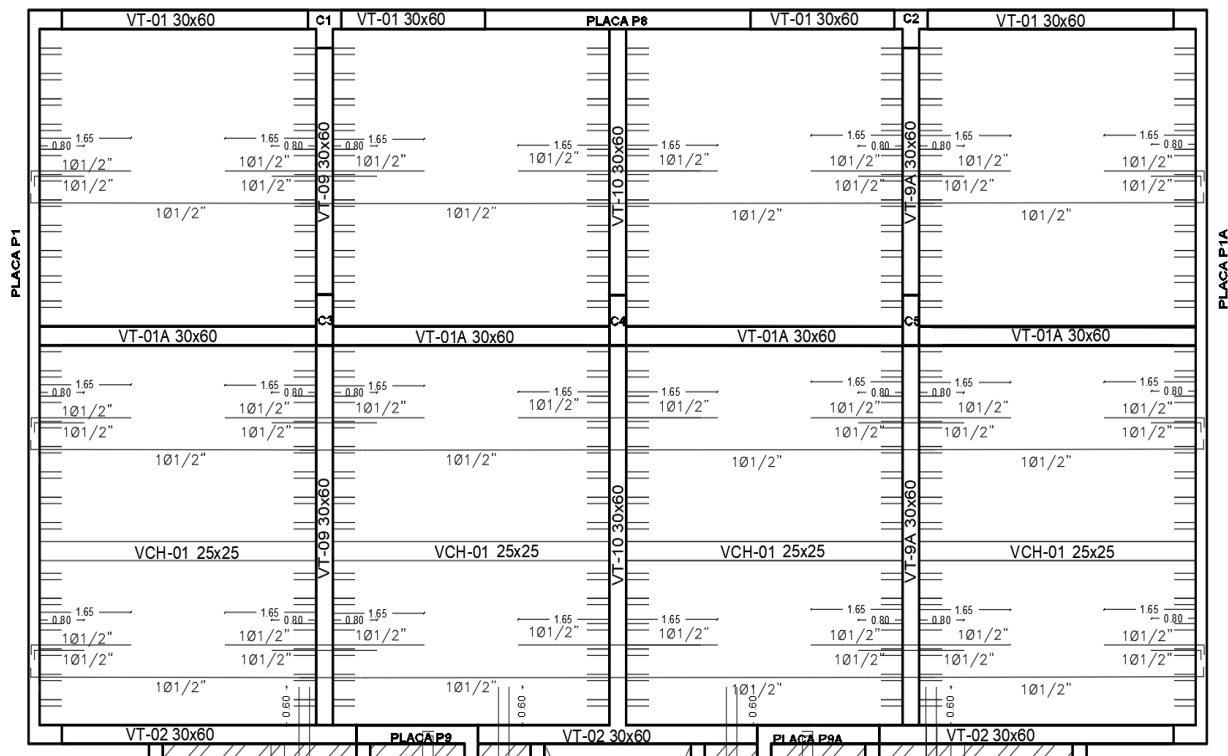


Figura 15 Detalle del refuerzo para la losa aligerada ubicada en 1-5/A-B

Nota: Fuente propia.

4.2. Losa maciza

Metrado, modelos y análisis estructural para cargas de gravedad.

La losa maciza por diseñar se ubica en el eje 1-3/B-C (Véase Figura 16). El diseño se realizará para una franja de 1 metro de ancho y los refuerzos se colocarán en ambas direcciones.

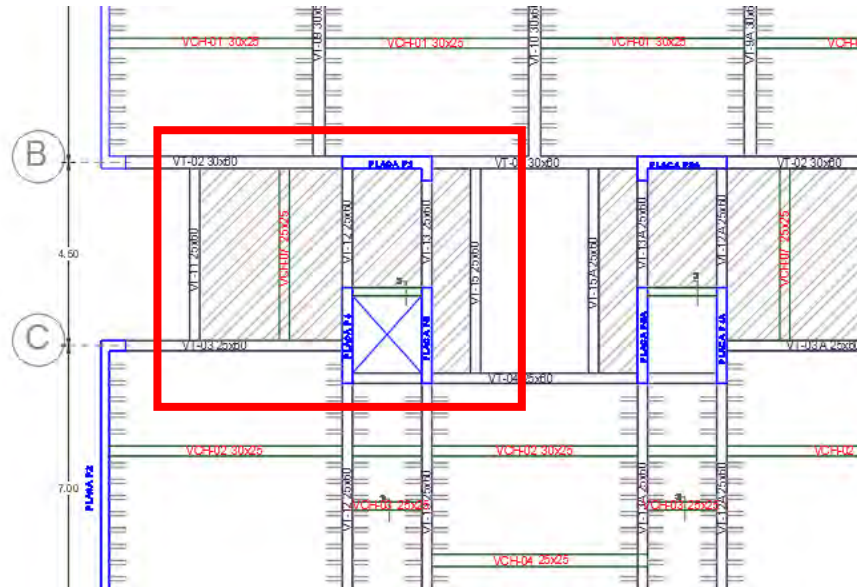


Figura 16 Losa maciza seleccionada para el diseño

Nota. Fuente propia.

Metrado

Carga Muerta

- $Peso\ propio = 2.40 \frac{ton}{m^3} \times 0.2\ m = 0.48 \frac{ton}{m^2}$
- $Piso\ terminado = 0.10 \frac{ton}{m^2} \times 0.4\ m = 0.1 \frac{ton}{m^2}$
- *Tabique* (la carga del tabique se distribuye en todo el paño de losa)
 $\left(\frac{1350\ kg}{m^3}\right) \times (5.03m) \times (2.78m) \times (0.15m) / 14.8 = 0.2 \frac{ton}{m^2}$
- $W_{muerta} = 0.78 \frac{ton}{m^2}$

Carga Viva

- $Sobrecarga = 0.20 \frac{ton}{m^2}$
- $W_{viva} = 0.20 \frac{ton}{m^2}$

Wservicio

- $W_{muerta} + W_{viva} = 0.98 \frac{ton}{m^2}$

Wúltima

- $1.4 \times W_{muerta} + 1.7 \times W_{viva} = 1.43 \frac{ton}{m^2}$

Modelo

En esta oportunidad se desarrollará el análisis de la losa por medio del método de los elementos finitos y se realizará una verificación con fórmulas empíricas. A continuación, mostraremos el modelo utilizado en la Figura 15 y las direcciones de análisis en la Figura 16.

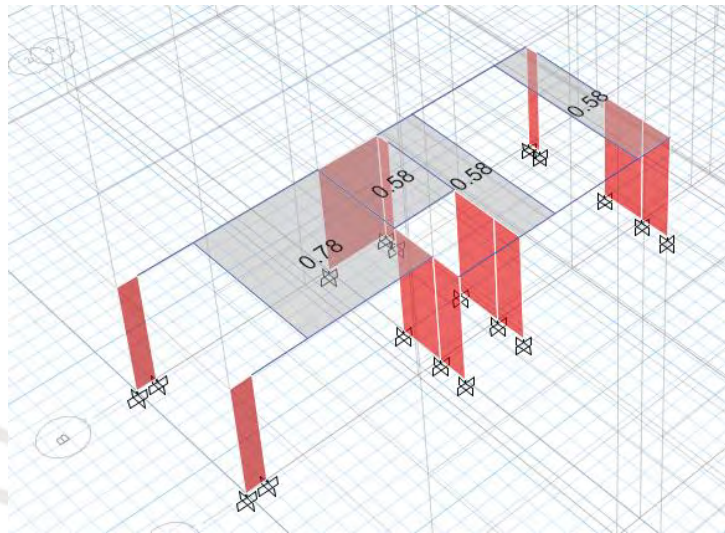


Figura 17 Modelo de la losa maciza a diseñar
Nota: Fuente propia

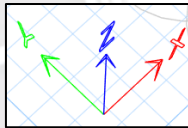


Figura 18 Direcciones de los ejes de análisis.
Nota: Fuente propia

Análisis estructural para cargas de gravedad

Los momentos flectores y cortantes para cargas últimas se obtuvieron utilizando el software ETABS, como se muestra en las Figuras 17, Figura 18, Figura 19 y Figura 20. Además, mostremos los momentos y cortantes máximos en la Tabla 39 obtenidos del software para el posterior diseño por cargas de gravedad.

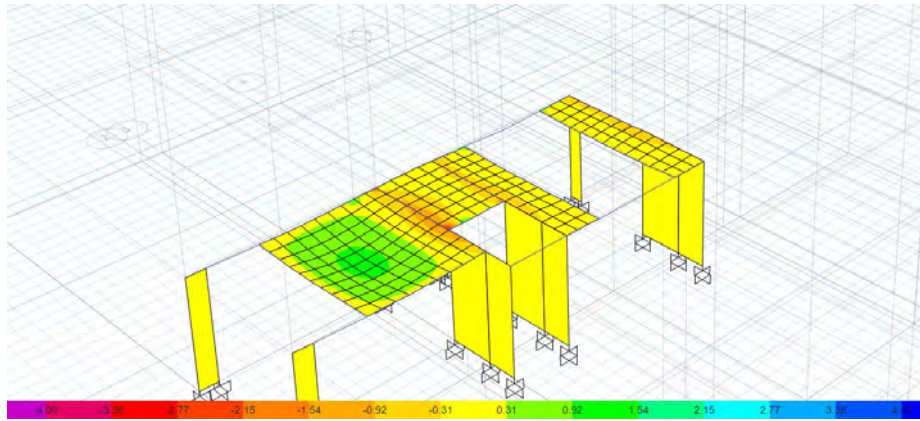


Figura 19 Momentos flectores para el momento en el eje X. (ton.m.10⁻³)

Nota: Fuente propia

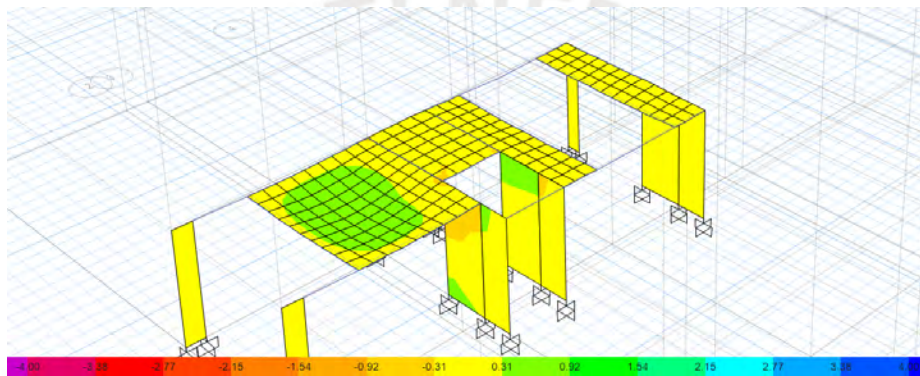


Figura 20 Momentos flectores para el momento en el eje Y. (ton.m.10⁻³)

Nota: Fuente propia

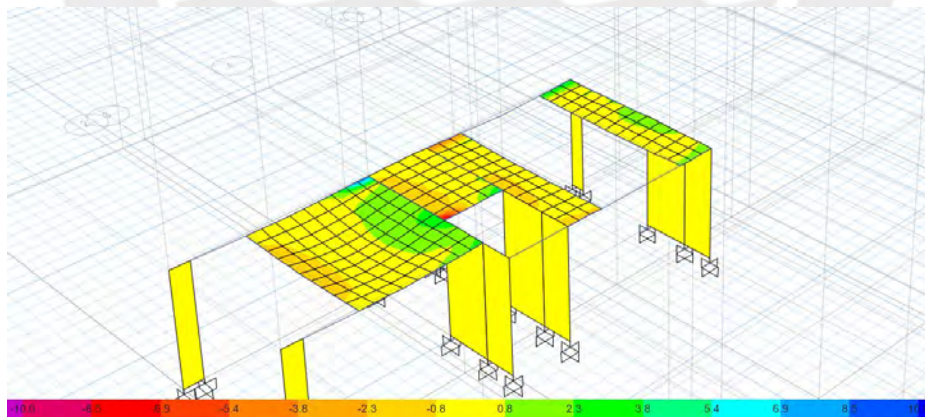


Figura 21 Fuerzas cortantes para el momento en el eje X (ton.10⁻³)

Nota: Fuente propia

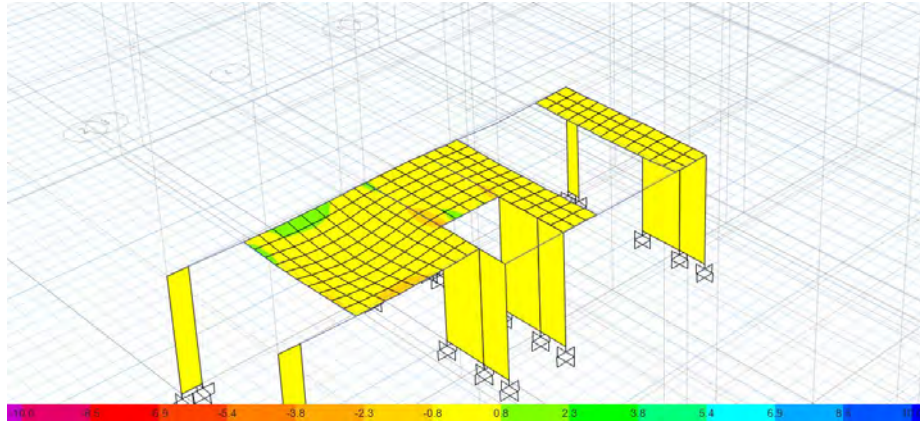


Figura 22 Fuerzas cortantes para el momento en el eje Y (ton.10-3)

Nota: Fuente propia

Tabla 41 Momentos de diseño para la losa maciza a diseñar

| | | Momentos tomados respecto al eje | |
|------------|----|----------------------------------|------|
| | | X-X | Y-Y |
| Mu ton.m/m | M- | 0.99 | 1.06 |
| | M+ | 1.04 | 0.68 |
| Vu ton/m | | Cortante en la dirección | |
| | | X-X | Y-Y |
| | | 2.00 | 2.50 |

Fuente propia.

Para verificar las cargas de ETABS, cálculos de momentos y cortantes con fórmulas empíricas.

Momento máximo positivo:

$$M_{U,max}^+ = \frac{1.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (3.5\text{m})^2}{8} = 2.2 \text{ ton.m}$$

Cortante máxima:

$$V_{U,max} = \frac{1.43 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * 3.5\text{m}}{2} = 2.5 \text{ ton}$$

Procedimiento de diseño.

El procedimiento es el mismo al de viguetas, más aún, tomamos las siguientes consideraciones.

Diseño por flexión.

Acero mínimo de la sección.

Según el Artículo 10.52. es posible calcular el acero mínimo con la siguiente fórmula:

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot d$$

Diseño por cortante.

Resistencia al cortante del concreto de la sección.

Para losas macizas, es posible amplificar en 10% la fórmula debido a que en las losas macizas hay una mejor redistribución de cargas vivas (Ottazzi, 2016).

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.53 \times \phi \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

Ejemplo de diseño

Diseño por flexión.

Determinar los aceros mínimos de la sección.

Resolvemos utilizando las fórmulas propuestas para losas macizas y obtenemos que el acero mínimo será 3.6 cm²/m. Además, usando refuerzos de 3/8", el espaciamiento será 20 m.

$$As_{min}^+ = As_{min}^- = 0.0018 \cdot 100 \cdot 20 = 3.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$s = \frac{100}{3.6/0.71} = 19.77 \text{ cm (se aproxima a 20cm)}$$

Determinar el acero máximo de la sección

Calculamos la cuantía balanceada y acero máximo para el paño de losa.

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} \cdot \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 0.0213$$

$$As_{min}^+ = As_{min}^- = 0.85 \cdot 0.0213 \cdot 100 \cdot 20 = 31.9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcular los aceros requeridos

Los resultados del diseño por flexión de la losa maciza se muestran en la Tabla 42.

Tabla 42 Resumen del diseño por flexión de la losa maciza convencional

| Dirección | X-X | | Y-Y | |
|---|-----------------|------------|------------|------------|
| Mu (ton.m) | 2.2 | 1.04 | 1.06 | 0.68 |
| A _{min} (cm ²) | 3.6 | 3.6 | 3.6 | 3.6 |
| A _{max} (cm ²) | 31.9 | 31.9 | 31.9 | 31.9 |
| A _{requerido} (cm ²) | 3.51 | 1.65 | 1.68 | 1.08 |
| Acolocado (cm ²) | cm ² | 3.55 | 3.55 | 3.55 |
| | Barras | Φ3/8"@0.2m | Φ3/8"@0.2m | Φ3/8"@0.2m |

Nota: Fuente Propia

Diseño por cortante

Calcular la resistencia al cortante del concreto de la sección.

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.53 \times \phi \times \sqrt{f'c} \times bw \times d$$

$$\phi V_c = 1.1 \times 0.53 \times 0.85 \times \sqrt{210} \times 100 \times \frac{17}{1000} = 12.20 \text{ ton}$$

Como V_u es 2.5ton y $V_u > \phi V_c$, entonces la sección cumple el diseño por cortante

El armado de refuerzo para la losa analizada se muestra a continuación:

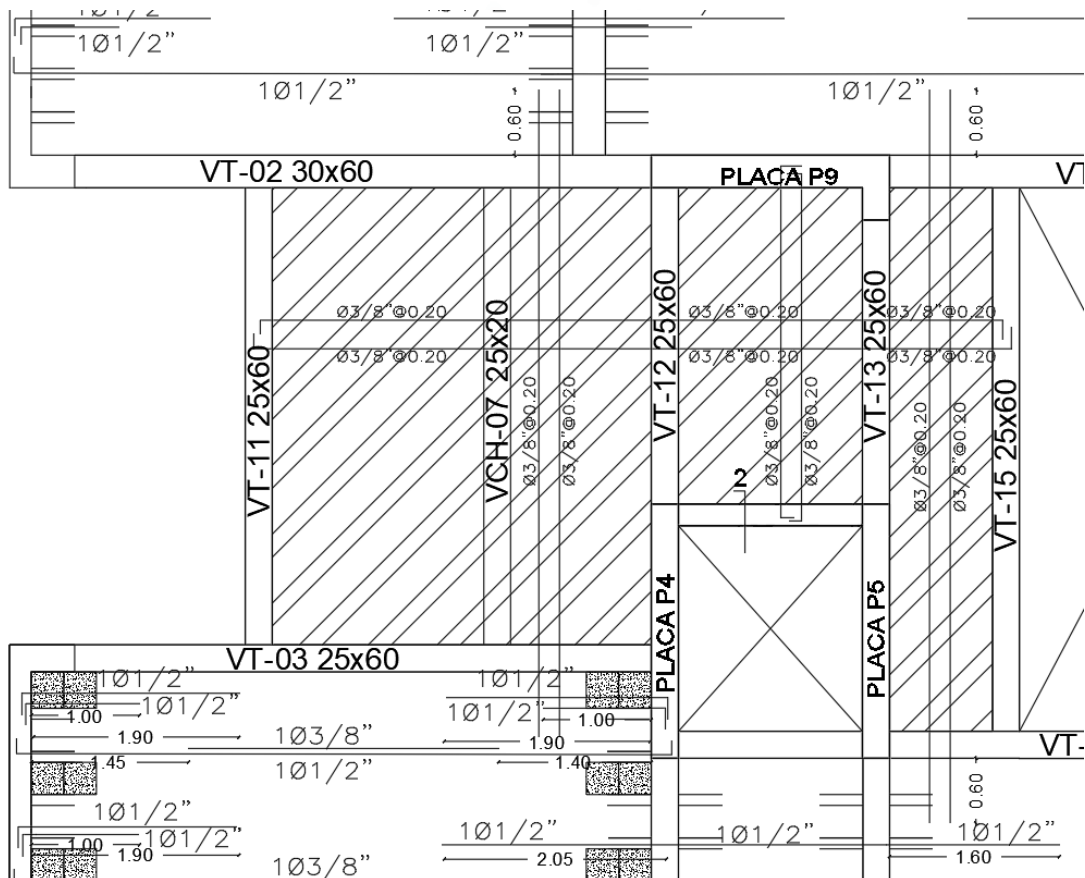


Figura 23 Detalle del refuerzo para la losa maciza ubicada en 1-3/B-C
Nota: Fuente propia

4.3 Viga Chata

La viga chata por diseñar tiene 25 cm de ancho y 25 cm de peralte y se ubica en el Eje 1-5/A-B, como se puede ver en la Figura 24, donde los tabiques se han dibujado con rojo, las vigas chatas de color verde.

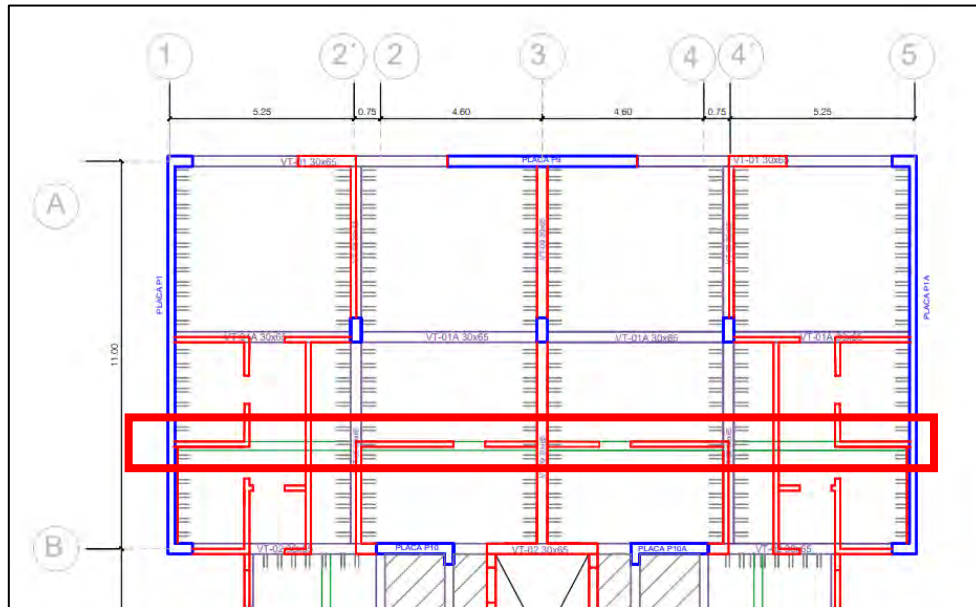


Figura 24 Viga chata VCH-01 seleccionada para el diseño
Nota: Fuente Propia

Metrado, modelo y análisis estructural por cargas de gravedad.

Metrado.

Carga Muerta

- $Peso\ propio = 2.40 \frac{ton}{m^3} \times 0.25\ m \times 0.25\ m = 0.12 \frac{ton}{m}$
- $Piso\ terminado = 0.10 \frac{ton}{m^2} \times 0.25\ m = 0.025 \frac{ton}{m}$
- $W_{Tabique} = 1.350 \frac{ton}{m^3} \times 2.8\ m \times 0.15\ m = 0.57 \frac{ton}{m}$
- $W_{muerta} = (0.12 + 0.025 + 0.57) = 0.72 \frac{ton}{ml}$
- $P_{Tabique} = 0.57 \frac{ton}{m} * 0.25m = 0.14\ ton$

Carga Viva

- $Sobrecarga = 0.200 \frac{ton}{m^2} \times 0.25\ m = 0.05 \frac{ton}{m}$
- $W_{viva} = 0.05 \frac{ton}{m}$

Wservicio

- $W_{muerta} + W_{viva} = 0.765 \text{ ton/m}$

Wúltima

- $1.4xW_{muerta} + 1.7xW_{viva} = 1.09 \text{ ton/m}$
- $1.4 P_{Tabique} = 0.2 \text{ ton}$

Modelo.

El modelo será una viga chata de 4 tramos, empotrado en los extremos y con apoyo simples en los tramos internos. La Figura 25 muestra el modelo simplificado y luces libres de la viga chata. La Figura 26 muestra la distribución de cargas muertas puntuales y distribuidas, mientras que la Figura 27 la distribución de cargas vivas distribuidas.



Figura 25 Modelo simplificado de la viga chata a diseñar.
Nota: Fuente propia.

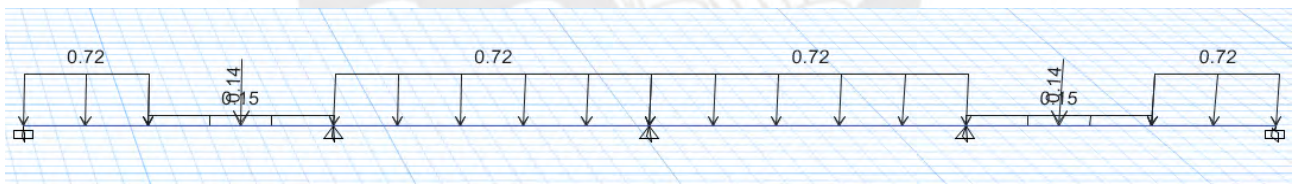


Figura 26 Distribución de carga muerta en la viga chata
Nota: Fuente propia.

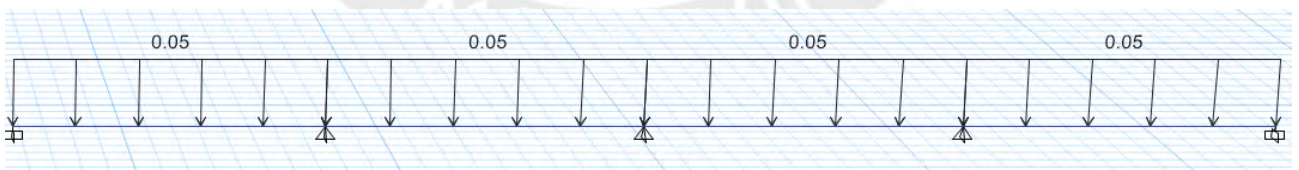


Figura 27 Distribución de carga viva en la viga chata
Nota: Fuente propia.

Análisis estructural para cargas de gravedad

Los momentos flectores y fuerzas cortantes para cargas últimas se calculan a la cara de los apoyos. Los momentos flectores y fuerzas cortantes se muestran en las Figuras 28 y 29 respectivamente.

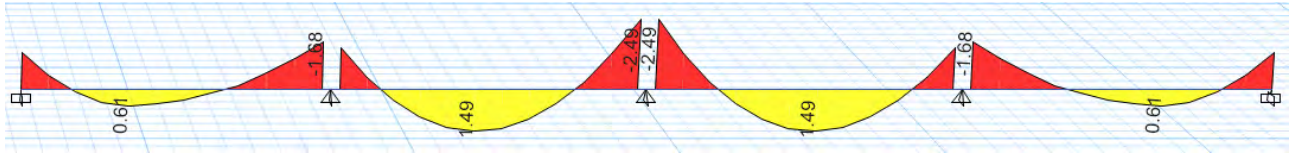


Figura 28 Diagrama de momentos flectores en la viga chata VCH-01

Nota: Fuente propia.

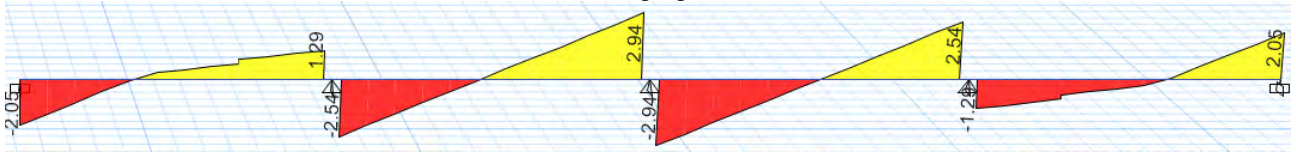


Figura 29 Diagrama de fuerzas cortantes en la viga chata VCH-01

Nota: Fuente propia.

Ejemplo de diseño

En esta sección, usaremos el mismo procedimiento utilizado en el diseño de viguetas.

Diseño por flexión

Determinar los aceros mínimos de la sección.

$$As_{min}^+ = As_{min}^- = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{fy} \cdot bw \cdot d = \frac{0.7\sqrt{210}}{4200} \cdot 25 \cdot 22 = 1.33 \text{ cm}^2$$

Determinar el acero máximo de la sección

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta \cdot f'c}{fy} \cdot \left(\frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_y} \right) = \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 210}{4200} \cdot \left(\frac{0.003}{0.003 + 0.0021} \right) = 0.021$$

$$As_{max}^+ = As_{max}^- = 0.75 \cdot 0.024 \cdot 25 \cdot 22 = 8.76 \text{ cm}^2$$

Calcular los aceros requeridos

Los resultados del diseño por flexión de la viga chata se muestran en la Tabla 43.

Tabla 43 Resumen del diseño por flexión de la vigueta convencional

| | | Apoyo Eje1 | Tramo 1-2 | Apoyo Eje2 | Tramo 2-3 | Apoyo Eje3 | |
|---------------------------------|----------|-----------------|-----------|------------|-----------|------------|--------|
| Mu sup.(ton.m) | | 1.30 | - | 1.70 | - | 2.49 | |
| Mu inf.(ton.m) | | - | 0.60 | - | 1.49 | - | |
| Asmin (cm ²) | | 1.33 | 1.33 | 1.33 | 1.33 | 1.33 | |
| Amax (cm ²) | | 8.76 | 8.76 | 8.76 | 8.76 | 8.76 | |
| As req. sup. (cm ²) | | 2.15 | - | 2.87 | - | 4.43 | |
| As req. inf. (cm ²) | | - | 0.96 | - | 2.51 | - | |
| As colocado | Superior | cm ² | 2.58 | 2.58 | 3.87 | 2.58 | 5.16 |
| | | Barras | 2φ1/2" | 2φ1/2" | 3φ1/2" | 2φ1/2" | 4φ1/2" |
| | Inferior | cm ² | 2.58 | 2.58 | 2.58 | 2.58 | 2.58 |
| | | Barras | 2φ1/2" | 2φ1/2" | 2φ1/2" | 2φ1/2" | 2φ1/2" |

Nota: Fuente Propia

Diseño por cortante

Calcular la resistencia al cortante del concreto de la sección.

$$\Phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 25 * 22 = 3.59 \text{ ton}$$

Verificar que la resistencia al cortante sea mayor a la requerida.

La cortante ultima (V_u) es 2.94ton es menor $\Phi V_c = 3.59 \text{ ton}$.

Capítulo 5: Diseño de vigas

Procedimiento de diseño

La diferencia en el procedimiento de diseño en una viga se enfoca en la necesidad de tomar en cuenta los efectos de sismos, el uso de estribos y la verificación de condiciones de servicio (fisuración y deflexión).

Diseño por flexión.

Los pasos por seguir en el diseño por flexión en vigas, es el mismo al utilizado en losas aligeradas, macizas y vigas chatas.

Consideraciones para determinar la distribución del acero longitudinal.

El Artículo 21.4.4 de la Norma E.060 establece los requisitos adicionales en la distribución de refuerzo longitudinal en vigas para sistemas resistentes de muros (R=6), véase la Figura 30.

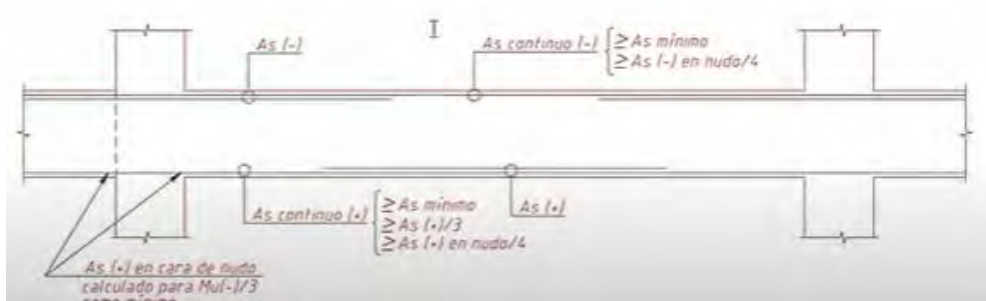


Figura 30 Distribución de aceros longitudinales.

Nota: Fuente Propia

Diseño por cortante

Las principales diferencias del diseño por cortante en vigas, respecto a las losas y vigas chatas, es el uso de estribos y la necesidad de verificar la distribución de los estribos por medio del diseño por capacidad.

Verificar la resistencia al cortante y definir la distribución del refuerzo transversal

En caso la sección de concreto no sea suficiente para soportar la cortante en la viga, se deberá definir una distribución de estribos en función de un espaciamiento “s”. Para ello, usamos las siguiente formulas.

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c \rightarrow s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

Además, el Artículo 11.5.7.9 de la Norma E.060 establece que el valor máximo de la cortante resistida por el refuerzo transversal y la cortante ultima máxima de una viga.

$$V_s < 2.1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$
$$V_{umax} = 2.6 \cdot \Phi \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

De no cumplirse lo anterior, será necesario aumentar la resistencia del concreto, ancho o peralte de la viga. El objetivo es controlar las fisuras bajo condiciones de uso diario.

Seguidamente, mostramos los límites del espaciamiento de los refuerzas transversales, es decir, la separación máxima de estribos para tres casos diferentes.

Caso 1. “ $V_u > \Phi V_c$ ”

$$\text{Si } "V_s \leq 0.33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d" \text{ entonces } "S_{max} = \frac{d}{2} \text{ o } 60\text{cm}"$$
$$\text{Si } "V_s \geq 0.33 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d" \text{ entonces } "S_{max} = \frac{d}{4} \text{ o } 30\text{cm}"$$

Caso 2. “ $\Phi V_c > V_u > \Phi 0.5 V_c$ ”

Cuando la cortante aplicada en una viga sea menor a la cortante proporcionada por el concreto y menor al 50% de esta última, usamos las siguientes consideraciones:

$$S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b} \quad \text{o} \quad S_{max} = \frac{A_v \cdot f_y}{0.35 \cdot b} \quad (\text{se escogerá el menor})$$

Caso 3. “ $\Phi V_c > V_u > \Phi 0.5V_c$ ”

Cuando la fuerza cortante aplicada en una viga sea inferior al 50% de la cortante proporcionada, se usarán los estribos mínimos o de montaje, el cual puede ser el 50% del peralte efectivo según el Artículo 21.4.4.5. de la Norma E.060.

Diseño por capacidad.

El diseño por capacidad consiste en asegurar que la falla sea dúctil en caso de sismo de gran magnitud. Es decir, que los elementos fallen primero por momentos flectores en vez de fuerzas cortantes porque estos últimos están relacionados a fallas frágiles.

Cálculo de la cortante de capacidad.

El procedimiento consiste en verificar que la fuerza cortante de diseño se mayor a los valores obtenido del Artículo 21.4.3 de la Norma E.060.

- $V_{cap1} = (M_{ni} + M_{nd})/L_n + V_u(isostatico)$

- $V_{cap2} = V_u + 2.5 V_{sismo}$

Determinar la distribución de refuerzo transversal por capacidad.

Asimismo, la distribución de acero transversal será respecto al Artículo 21.4.4. de la Norma E.060, el cual establece que la longitud mínima de zona de confinamiento y el espaciamiento máximo de los estribos.

Control de deflexión.

El control de deflexiones se efectuó para limitar las deflexiones de elementos estructurales bajo cargas de servicio, cuyas deflexiones puedan dañar elementos no estructurales como muros de tabiquería, ventanas, puertas, cielos rasos, etc.

El Artículo 9.6.2 de la norma E.060, establece los peraltes mínimos donde es posible omitir el control de deflexión, estos son mostrados en la Figura 31.

| | 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 | $\frac{\ell}{20}$ | $\frac{\ell}{24}$ | $\frac{\ell}{28}$ | $\frac{\ell}{10}$ |
| Vigas o losas nervadas en una dirección | $\frac{\ell}{16}$ | $\frac{\ell}{18,5}$ | $\frac{\ell}{21}$ | $\frac{\ell}{8}$ |

Figura 31 Peraltes o espesores mínimos para no verificar deflexiones.
Nota: Tomado de la Norma E.060, Tabla 9.2, pag.67)

En caso no se cumpla con los requisitos de la Figura 31, procederemos a seguir el siguiente procedimiento para calcular y verificar la deflexión del elemento. En primer lugar, calcularemos los momentos de agrietamiento de la sección. (M_{cr}). Acto seguido calculamos la inercia de la sección transformada agrietada en cada tramo de la viga; a partir de estos, calculamos la inercia promedio del tramo de viga siguiendo los lineamientos del Artículo 9.6.2.4 de la Norma E.060 y con las inercias promedio junto a la distribución de cargas de gravedad, calculamos las deflexiones instantáneas por tramo. Luego, calculamos la deflexión diferida, el cual es el valor de la deflexión instantánea multiplicado por un factor $\lambda\Delta$ (Véase Figura 32 y 33). Para finalizar, sumamos la deflexión instantánea y diferida, para posteriormente verificar que cumpla los requerimientos en la Tabla 9.2 de la Norma E.060 (Véase Figura 34).

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

Figura 32 Factor de amplificación para calcular la deflexión diferida $\lambda\Delta$
Nota: Tomado del Artículo 9.6.2.5 de la Norma E.060.

donde ρ' es la cuantía del acero en compresión calculado en la mitad de la luz para tramos simples y continuos y en el punto de apoyo para voladizos. Puede tomarse ξ , el factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas, igual a:

| | |
|--------------------|-----|
| 5 años o más | 2,0 |
| 12 meses | 1,4 |
| 6 meses | 1,2 |
| 3 meses | 1,0 |

Figura 33 Consideraciones para el factor de amplificación $\lambda\Delta$
Nota: Tomado del Artículo 9.6.2.5 de la Norma E.060.

**TABLA 9.2
DEFLEXIONES MÁXIMAS ADMISIBLES**

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

Figura 34 Tabla de deflexiones máximas admisibles.
Nota: Tomado del Artículo 9.6.2.6 de la Norma E.060

Control de fisuración.

El control de fisuración consiste en calcular un parámetro Z y verificar que este sea inferior a 26,000 kg/cm y 31,000 kg/cm en condiciones de exposición externa e interna respectivamente. Para el cálculo del parámetro Z se usarán las siguientes formulas:

$$Z = fs \cdot (dc \cdot Act)^{\frac{1}{3}} \quad fs = \frac{Ms}{0.9 \cdot d \cdot As} \quad Act = \frac{2 \cdot ys \cdot b}{N^{\circ}barras}$$

Metrado de cargas

Para una viga con un peralte de 60 cm tenemos lo siguiente:

Carga muerta (Wmuerta)

$$Peso \text{ propio} = 2.40 \frac{ton}{m^3} \times 0.3 m \times 0.6 m = 0.432 \frac{ton}{m}$$

$$Peso \text{ Alig} = 0.350 \frac{ton}{m^2}$$

$$Piso \text{ terminado} = 0.1 \frac{ton}{m^2}$$

$$Tabique = \left(\frac{1350 kg}{m^3} \right) \times (2.4m) \times (0.15m) = 0.49 \frac{ton}{m}$$

Carga viva (Wviva)

$$Sobrecarga = 0.2 \frac{ton}{m^2}$$

Ejemplo 1 de diseño de la viga peraltada VT-01

En esta sección, mostremos el procedimiento de diseño para la viga típica peraltada VT-01, la cual se puede observar en la Figura 35.

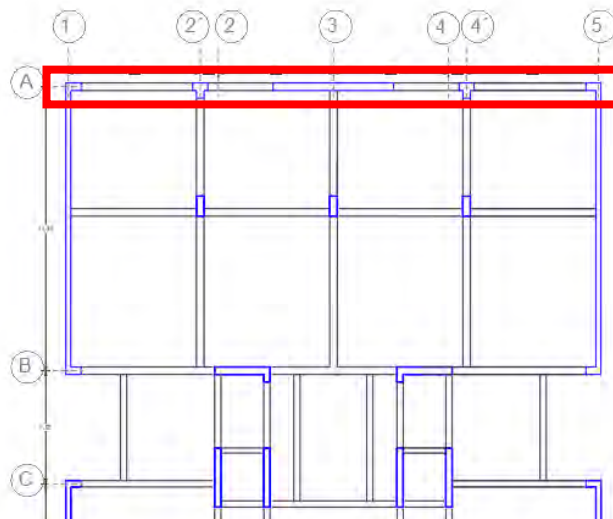


Figura 35 Ubicación de la viga VT-01
Nota: Fuente Propia

Modelo.

A continuación, mostrando el modelo simplificado de la viga VT-01, a su vez, los diagramas mostrados en las Figuras 36 y 37 son los obtenidos para las envolventes de cargas.

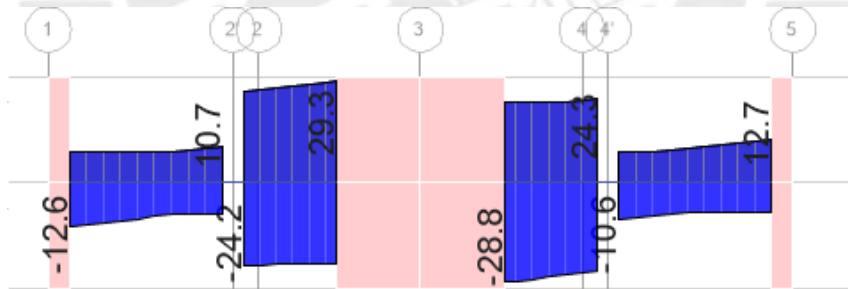


Figura 36 Envolvente de fuerzas cortantes (ton) en la VT-01
Nota: Fuente Propia

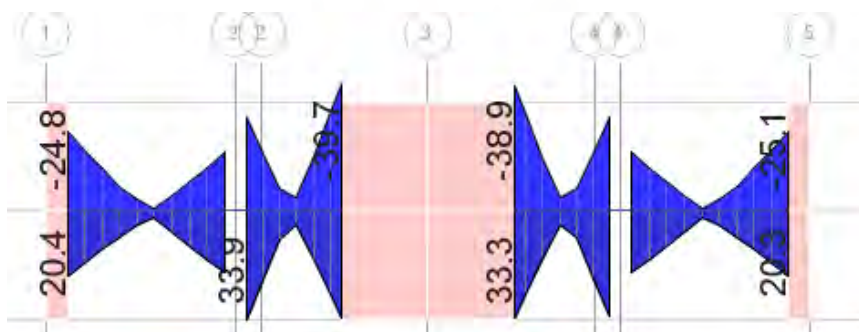


Figura 37 Envolvente de momentos flectores (ton.m) en la VT-01
Nota: Fuente Propia

Diseño por flexión.

En esta sección mostraremos la Tabla 44, la cual contienen los resultados del diseño por flexión. Asimismo, en la Tabla 45 mostramos los puntos teóricos de corte de bastones.

Tabla 44 Resumen del diseño por flexión VT-01

| | Apoyo Eje 1 | Tramo 1-2' | Apoyo Eje 2' | Tramo 2-3 | Apoyo Eje 3 | |
|--------------------------------------|-----------------------|------------|--------------|-----------|-------------|------|
| Mu sup.(ton.m) | 24.8 | 10 | 29.2 | 10 | 39.7 | |
| Mu inf.(ton.m) | 20.4 | 10 | 33.9 | 10 | 33.3 | |
| Asmin (cm²) | 3.89 | 3.89 | 3.89 | 3.89 | 3.89 | |
| Amax (cm²) | 25.82 | 25.82 | 25.82 | 25.82 | 25.82 | |
| As req. sup. (cm²) | 13.4 | 5.1 | 16.22 | 5.1 | 23.44 | |
| As req. inf. (cm²) | 10.79 | 5.1 | 19.25 | 5.1 | 18.91 | |
| As colocado superior | cm² | 15.88 | 10.2 | 20.4 | 10.2 | 25.5 |
| | Bastón | 2Φ3/4" | - | 2Φ1" | - | 3Φ1" |
| | Corrido | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" |
| As colocado inferior | cm² | 13.04 | 10.2 | 20.4 | 10.2 | 20.4 |
| | Bastón | 1Φ3/4" | - | 2Φ1" | - | 2Φ1" |
| | Corrido | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" |
| Φ Mn sup.(ton.m) | 28.68 | 19.3 | 35.57 | 19.3 | 42.41 | |
| Φ Mn inf.(ton.m) | 24.10 | 19.3 | 35.57 | 19.3 | 35.37 | |

Nota: Fuente Propia

Tabla 45 Punto teórico de corte y longitud mínimo de bastones de la viga VT-01

| | | Acero Longitudinal | Acero Bastón | Punto teórico de corte (cm) | d 0 12db (cm) | Min Longitud total (cm) | Real Longitud (cm) |
|-------------------|----------------------------|--------------------|--------------|-----------------------------|---------------|-------------------------|--------------------|
| Tramo 1-2' | Acero Superior Izq. | 2Φ1" | 2Φ3/4" | 45 | 54 | 99 | 100 |
| | Acero Superior Der. | 2Φ1" | 2Φ1" | 0 | 54 | 54 | 65 |
| | Acero Inferior Izq. | 2Φ1" | 1Φ3/4" | 10 | 54 | 64 | 100 |
| | Acero Inferior Der. | 2Φ1" | 2Φ1" | 10 | 54 | 64 | 65 |
| Tramo 2'-3 | Acero Superior Izq. | 2Φ1" | 2Φ1" | 40 | 54 | 94 | 110 |
| | Acero Superior Der. | 2Φ1" | 3Φ1" | 70 | 54 | 124 | 125 |
| | Acero Inferior Izq. | 2Φ1" | 2Φ1" | 55 | 54 | 109 | 110 |
| | Acero Inferior Der. | 2Φ1" | 2Φ1" | 60 | 54 | 114 | 125 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por cortante

El cortante última "V_u" se obtiene del diagrama de fuerzas cortantes de la Figura 37, a una longitud del peralte efectivo tomada desde la cara de la columna o placa. Como ejemplo, mostraremos el diseño por cortante en el apoyo del eje 1, donde V_u es 12.6ton.

Calcular la resistencia al cortante del concreto de la sección.

$$\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 10.58 \text{ton}$$

Verificar que la resistencia al cortante sea mayor a la requerida.

$$10.58 \text{ ton} > 12.6 \text{ ton (No cumple y requiere estribos)}$$

Determinar la distribución de refuerzo transversal por cortante

- $\Phi V_c + \Phi V_s = V_u$

$$10.58 + \Phi V_s = 12.6$$

$$V_s = 2.38 \text{ ton}$$

- $V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$

$$2.38 = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 0.54}{s}$$

$$s = 135 \text{ cm (usamos el espaciamiento mínimo que es 30cm)}$$

El resumen de los resultados en cada tramo se muestra en la Tabla 46.

Tabla 46 Resumen del diseño por cortante en la VT-01

| | Tramo 1-2' | | Tramo 2-3 | |
|-----------------------------------|------------|-------|-----------|-------|
| | V Izq | V Der | V Izq | V Der |
| Vu total (ton) | 12.6 | 10.6 | 24.1 | 29.3 |
| ΦV_c(ton) | 10.6 | 10.6 | 10.6 | 10.6 |
| Vs(ton) | 2.0 | 0.0 | 13.5 | 18.7 |
| Vmax(ton) | 49.3 | 49.3 | 49.3 | 49.3 |
| Av(cm2) | 1.41 | | 1.41 | |
| S(cm) | 135.0 | 135.0 | 20.0 | 15.0 |
| Smax(cm) | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por capacidad.

Calcular la cortante de capacidad

Como ejemplo, mostraremos el diseño por capacidad para el apoyo del eje1.

Método (a)

- $V_{ui} = (M_{ni} + M_{nd})/L_n + V_u(\text{isostático})$

$$V_{ui} = (31.9 + 39.5)/4.45 + 2.5$$

$$V_u = 18.5 \text{ ton}$$

Método (b)

- V_{max} para la siguiente combinación de carga $1.25 (CM + CV) \pm 2.5CS$

$$V_u = 24.6 \text{ ton}$$

Inmediatamente, escogemos el menor valor entre el método (a) y (b) y obtenemos un valor de 18.5 ton. Finalmente, la cortante por capacidad es el máximo encontrado entre el valor obtenido previamente y la cortante aplicada al nudo; resultado igual a 18.7 ton

Determinar la distribución de refuerzo transversal por capacidad

- $\Phi V_c + \Phi V_s = V_u$

$$10.58 + \Phi V_s = 18.5$$

$$V_s = 9.32 \text{ ton}$$

$$\bullet \quad V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{s}$$

$$9.32 = \frac{1.42 \cdot 4200 \cdot 0.54}{s}$$

$$s = 30\text{cm} \text{ (usamos el mínimo que es 15cm)}$$

Los resultados del diseño por capacidad de toda la viga se muestran en la Tabla 47.

Tabla 47 Resumen del diseño por capacidad en la VT-01

| | Tramo 1-2' | | Tramo 2-3 | |
|-------------------------------------|------------|-------|-----------|-------|
| | Luz(m) | 4.45 | Luz(m) | 2.6 |
| | V Izq | V Der | V Izq | V Der |
| As- colocado | 15.88 | 15.88 | 20.4 | 25.5 |
| As+ colocado | 13.04 | 20.98 | 20.4 | 20.4 |
| Mn- (ton.m) | 31.9 | 39.5 | 39.5 | 47.1 |
| Mn+ (ton.m) | 26.8 | 39.5 | 39.5 | 39.3 |
| Horario: (Mni+Mnd)/Ln | - | 14.9 | - | 33.3 |
| Antihorario: (Mni+Mnd)/Ln | 16.0 | - | 30.3 | 30.3 |
| Vu isostatico (ton) | 2.5 | 2.5 | 1.5 | 1.5 |
| Horario: Vucap (ton) | - | 17.4 | - | 34.8 |
| Antihorario: Vucap (ton) | 18.5 | - | 31.8 | - |
| Vu ampl. por 2.5 sismo (ton) | 24.6 | 24.6 | 53.7 | 53.7 |
| Vu Envolvente (ton) | 12.6 | 10.6 | 24.1 | 29.3 |
| Vu Diseño (ton) | 18.5 | 17.4 | 31.8 | 34.8 |
| S(cm) | 30.0 | 40.0 | 10.0 | 10.0 |
| Smax(cm) | 15.0 | 15.0 | 15.0 | 15.0 |

Nota: Fuente Propia

A partir de los resultados obtenidos por el diseño por capacidad, procedemos a determinar el diseño final de la viga siguiendo los requerimientos mínimos de la norma.

Zona de confinamiento: 2 veces el peralte = 2 x 60cm = 120 cm

La separación máxima en la zona de confinamiento no debe ser mayor que el menor valor entre:

- $d/4 = 54/4 = 13.5$ cm o 15 cm
- Diez veces el menor diámetro = 19.1 cm
- 24 veces el diámetro del estribo = 22.80 cm.
- 30 cm.

Entonces, la separación máxima en la zona de confinamiento es 15cm.

Fuera de la zona de confinamiento la separación de estribos debe ser menor a:

- $s \leq 0.5 \cdot d = 29.5$ cm
- 30 cm.

Entonces, la separación máxima fuera de la zona de confinamiento es 30cm.

Distribución final de estribos para el primer y segundo tramo con estribos ϕ 3/8":

1@0.05 m; 8@0.15 m; Rto. @ 0.30 m en ambos extremos en el primer tramo.

1@0.05 m; Rto. @ 0.10 m en ambos extremos en el segundo tramo.

Control de deflexión

Calcularemos los momentos de agrietamiento de la sección. (M_{cr}), cuyo procedimiento se mostró en el Capítulo 4 para calcular el acero mínimo en viguetas. Acto seguido calculamos la inercia de la sección transformada agrietada y no agrietada en cada tramo de la viga; a partir de estos, calculamos la inercia promedio (I_e) del tramo de viga siguiendo los lineamientos del Artículo 9.6.2.4 de la Norma E.060

Tabla 48 Momentos de servicio, Inercia de la sección agrietada y no agrietada en la VT-01

| Ubicación de la sección | Mserv (ton.m) | Icr (no agrietada) cm ⁴ | Icr (agrietada) cm ⁴ | Ie (cm ⁴) |
|-------------------------|---------------|------------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| 1/A | 3.6 | 676800 | 262528 | 540000 |
| 1-2'/A | 0.94 | 636600 | 183238 | 540000 |
| 2'/A | 3.7 | 714000 | 269627 | 540000 |
| 2'-3'/A | 0.21 | 636600 | 183238 | 540000 |
| 3'/A | 5.1 | 727900 | 331097 | 540000 |

Nota: Fuente Propia

Usamos las inercias promedio y la distribución de cargas de gravedad para calcular las deflexiones instantáneas por tramo.

Tabla 49 Deformaciones instantáneas en la VT-01

| Tramo | Ie1 (cm ⁴) | Ie2 (cm ⁴) | Ie3 (cm ⁴) | Caso | Ieprom (cm ⁴) | L (cm) | Ec (kg/cm ²) | dinst. | | dinst CServ. (cm) |
|-------------|------------------------|------------------------|------------------------|------|---------------------------|--------|--------------------------|----------|----------|-------------------|
| | | | | | | | | dCM (cm) | dCV (cm) | |
| Tramo 1-2' | 540000 | 540000 | 540000 | b | 540000 | 445 | 217000 | 7.84E-03 | 0.00E+00 | 7.84E-03 |
| Tramo 2'-3' | 540000 | 540000 | 540000 | c | 540000 | 260 | 217000 | 9.14E-04 | 0.00E+00 | 9.14E-04 |

Nota: Fuente Propia

Calculamos la deflexión diferida, el cual es el valor de la deflexión instantánea multiplicado por un factor $\lambda \Delta$ Para finalizar, sumamos la deflexión instantánea y diferida, para posteriormente verificar que cumpla los requerimientos en la Tabla 9.2 de la Norma E.060.

Tabla 50 Deflexiones diferidas y verificación de deflexión máxima en la VT-01

| Tramo | Artículo 9.6.2.5. | | | Deflexione diferidas | | ddif. (cm) | dtotal. (cm) | dmax admisible. (cm) |
|-------------|-------------------|------------|-------|----------------------|----------|------------|--------------|----------------------|
| | r' | ϵ | ID | dCM (cm) | dCV (cm) | | | |
| Tramo 1-2' | 0.00567 | 2 | 1.558 | 0.012 | 0.000 | 0.012 | 0.020 | 1.236 |
| Tramo 2'-3' | 0.00567 | 2 | 1.558 | 0.001 | 0.000 | 0.001 | 0.002 | 0.722 |

Nota: Fuente Propia

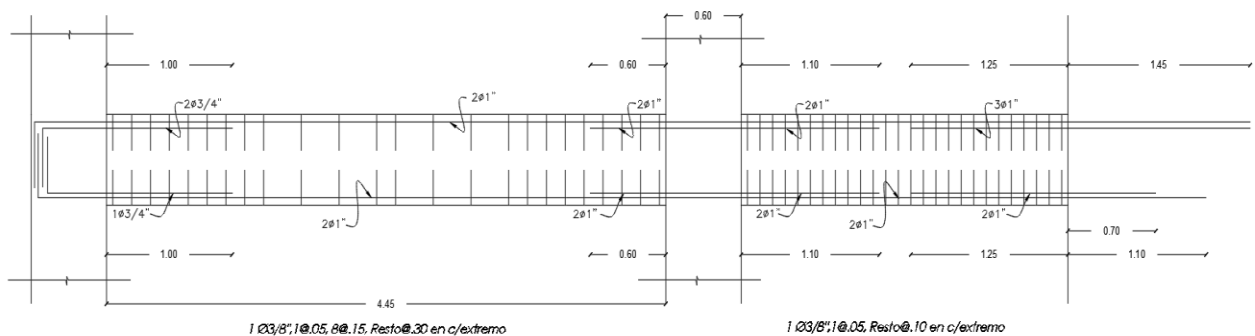
Control de fisuración

En la siguiente Tabla 51, calculamos el factor de fisuración (Z) siguiendo los criterios establecidos por la Norma E.060 en su Artículo 9.9.3.

Tabla 51 Control de fisuración en la VT-01

| Ubicación de la sección | Mserv (ton.m) | d(cm) | As(cm) | fs (kg/cm ²) | ys (cm) | n | Act (cm ²) | dc (cm) | Z | Zmax (kg/cm) | Verificación |
|-------------------------|---------------|-------|--------|--------------------------|---------|---|------------------------|---------|------|--------------|--------------|
| 1/A | 3.6 | 54 | 15.88 | 466 | 6 | 4 | 90 | 6 | 3798 | 26000 | Cumple |
| 2/A | 3.7 | 54 | 20.4 | 373 | 6 | 4 | 90 | 6 | 3038 | 26000 | Cumple |
| 3/A | 5.1 | 54 | 25.5 | 412 | 6 | 5 | 72 | 6 | 3110 | 26000 | Cumple |
| 1-2/A | 0.94 | 54 | 10.2 | 190 | 6 | 2 | 180 | 6 | 1945 | 26000 | Cumple |
| 2-3/A | 0.21 | 54 | 10.2 | 42 | 6 | 2 | 180 | 6 | 435 | 26000 | Cumple |

Nota: Fuente Propia



VT-01 (0.30 x 0.60)

Figura 38 Detalle del refuerzo para la viga VT-01, la viga es simétrica

Nota: Fuente Propia

Ejemplo 2 de diseño de la viga peraltada VT-07

En esta sección, mostremos el procedimiento de diseño para la viga típica peraltada VT-07, la cual se puede observar en la Figura 39.

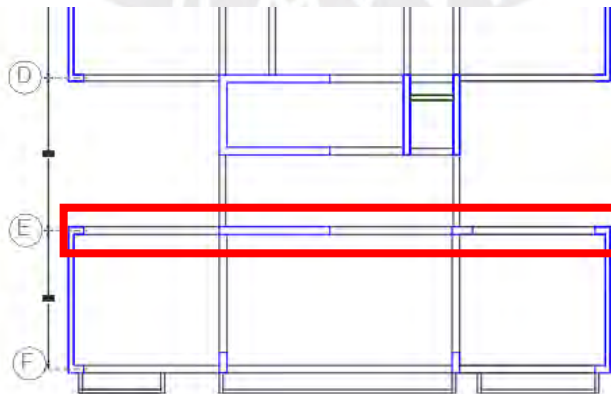


Figura 39 Ubicación de la viga VT-07

Nota: Fuente Propia

Modelo

A continuación, mostrando el modelo simplificado de la viga VT-07, a su vez, los diagramas mostrados en las Figuras 40 y 41 son los obtenidos para las envolventes de cargas.

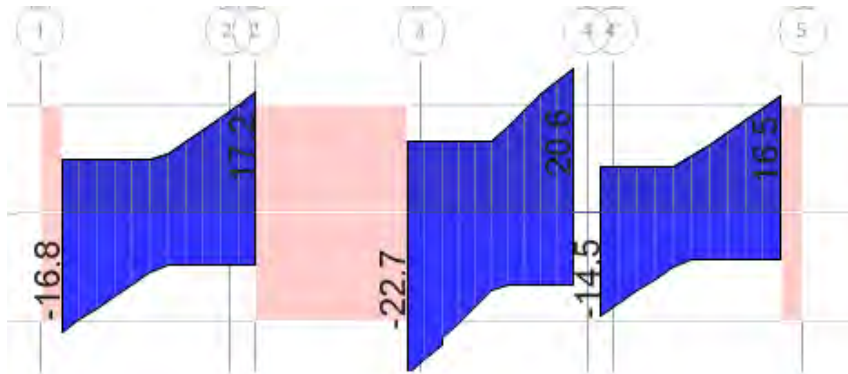


Figura 40 Envolvente de fuerzas cortantes (ton) en la VT-07
Nota: Fuente Propia

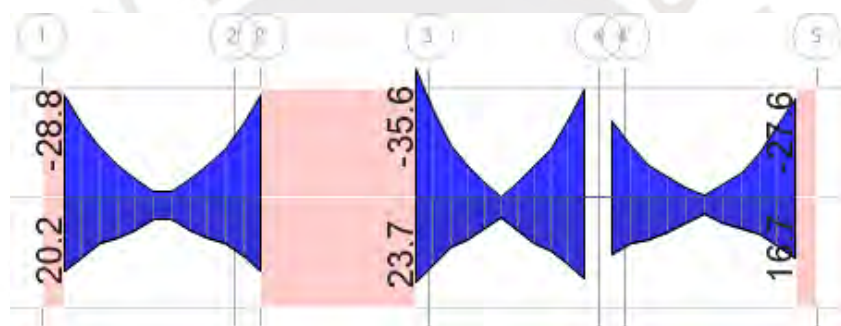


Figura 41 Envolvente de momentos flectores (ton.m) en la VT-07
Nota: Fuente Propia

Diseño por flexión

En esta sección mostraremos la Tabla 52, la cual contienen los resultados del diseño por flexión. Asimismo, en la Tabla 53 mostramos los puntos teóricos de corte de bastones.

Tabla 52 Resumen del diseño por flexión VT-07

| | Apoyo Eje1 | Tramo 1-2 | Apoyo Eje2 | Apoyo Eje3 | Tramo 3-4 | Apoyo Eje4 | Tramo 4-5 | Apoyo Eje5 | |
|--------------------------------------|-----------------------|-----------|------------|------------|-----------|------------|-----------|------------|------|
| Mu sup.(ton.m) | 28.8 | 10 | 28.8 | 35.6 | 10 | 30 | 10 | 27.6 | |
| Mu inf.(ton.m) | 20.2 | 10 | 20.2 | 23.7 | 10 | 23.8 | 10 | 16.7 | |
| Asmin (cm²) | 3.89 | 3.89 | 3.89 | 3.89 | 3.89 | 3.89 | 3.89 | 3.89 | |
| Amax (cm²) | 25.82 | 25.82 | 25.82 | 25.82 | 25.82 | 25.82 | 25.82 | 25.82 | |
| As req. sup. (cm²) | 16.02 | 5.1 | 16.02 | 20.6 | 5.1 | 16.7 | 5.1 | 15.3 | |
| As req. inf. (cm²) | 10.85 | 5.1 | 10.85 | 12.86 | 5.1 | 12.86 | 5.1 | 8.79 | |
| As colocado superior | cm² | 15.88 | 10.2 | 15.88 | 20.4 | 10.2 | 18.72 | 10.2 | 15.3 |
| | Bastón | 2Φ3/4" | - | 2Φ3/4" | 2Φ1" | - | 3Φ3/4" | - | 1Φ1" |
| | Corrido | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" |
| As colocado inferior | cm² | 13.04 | 10.2 | 13.04 | 13.04 | 10.2 | 13.04 | 10.2 | 10.2 |
| | Bastón | 1Φ3/4" | - | 1Φ3/4" | 1Φ3/4" | - | 1Φ3/4" | - | - |
| | Corrido | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" |
| Φ Mn sup.(ton.m) | 28.68 | 19.3 | 28.68 | 35.47 | 19.3 | 33.02 | 19.3 | 27.76 | |
| Φ Mn inf.(ton.m) | 24.10 | 19.3 | 24.1 | 24.1 | 19.3 | 24.10 | 19.3 | 19.28 | |

Nota: Fuente Propia

Tabla 53 Punto teórico de corte y longitud mínimo de bastones de la viga VT-07

| | | Acero Longitudinal | Bastón | Punto teórico de corte (cm) | d 0 12db (cm) | Min Longitud total (cm) | Real Longitud (cm) |
|-----------|---------------------|--------------------|--------|-----------------------------|---------------|-------------------------|--------------------|
| Tramo 1-2 | Acero Superior Izq. | 2Φ1" | 2Φ3/4" | 60 | 54 | 114 | 115 |
| | Acero Superior Der. | 2Φ1" | 2Φ3/4" | 60 | 54 | 114 | 115 |
| | Acero Inferior Izq. | 2Φ1" | 1Φ3/4" | 20 | 54 | 74 | 75 |
| | Acero Inferior Der. | 2Φ1" | 1Φ3/4" | 20 | 54 | 74 | 75 |
| Tramo 3-4 | Acero Superior Izq. | 2Φ1" | 2Φ1" | 75 | 54 | 129 | 130 |
| | Acero Superior Der. | 2Φ1" | 3Φ3/4" | 85 | 54 | 139 | 140 |
| | Acero Inferior Izq. | 2Φ1" | 1Φ3/4" | 45 | 54 | 99 | 100 |
| | Acero Inferior Der. | 2Φ1" | 1Φ3/4" | 60 | 54 | 114 | 115 |
| Tramo 4-5 | Acero Superior Izq. | 2Φ1" | 3Φ3/4" | 20 | 54 | 74 | 75 |
| | Acero Superior Der. | 2Φ1" | 1Φ1" | 40 | 54 | 94 | 95 |
| | Acero Inferior Izq. | 2Φ1" | 1Φ3/4" | 60 | 54 | 114 | 115 |
| | Acero Inferior Der. | 2Φ1" | - | - | - | - | - |

Nota: Fuente Propia

Diseño por cortante

El resumen de los resultados por cortante en cada tramo se muestra en la Tabla 54.

Tabla 54 Resumen del diseño por cortante VT-07

| | Tramo 1-2 | | Tramo 3-4 | | Tramo 4-5 | |
|---------------------------|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|
| | V Izq | V Der | V Izq | V Der | V Izq | V Der |
| Vu total (ton) | 16.9 | 17.2 | 22.8 | 20.6 | 14.5 | 16.6 |
| ΦVc(ton) | 10.6 | 10.6 | 10.6 | 10.6 | 10.6 | 10.6 |
| Vs(ton) | 6.3 | 6.6 | 12.2 | 10.0 | 3.9 | 6.0 |
| Vmax(ton) | 49.3 | 49.3 | 49.3 | 49.3 | 49.3 | 49.3 |
| Av(cm²) | 1.41 | | 1.41 | | 1.41 | |
| S(cm) | 40.0 | 40.0 | 20.0 | 25.0 | 70.0 | 45.0 |
| Smax(cm) | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por capacidad.

El resumen por capacidad de los resultados en cada tramo se muestra en la Tabla 55.

Tabla 55 Resumen del diseño por capacidad VT-07

| | Tramo 1-2 | | Tramo 3-4 | | Tramo 4-5 | |
|-------------------------------------|-----------|-------|-----------|-------|-----------|-------|
| | Luz(m) | 5.33 | Luz(m) | 4.86 | Luz(m) | 4.8 |
| | V Izq | V Der | V Izq | V Der | V Izq | V Der |
| As- colocado | 15.88 | 15.88 | 20.4 | 18.72 | 18.7 | 15.3 |
| As+ colocado | 13.04 | 13.04 | 13.04 | 13.04 | 13.0 | 10.2 |
| Mn- (ton.m) | 31.9 | 31.9 | 39.4 | 36.7 | 36.7 | 30.8 |
| Mn+ (ton.m) | 26.8 | 26.8 | 26.8 | 26.8 | 26.8 | 21.4 |
| Horario: (Mni+Mnd)/Ln | - | 11.0 | - | 13.1 | - | 12.0 |
| Antihorario: (Mni+Mnd)/Ln | 11.0 | - | 13.6 | 13.6 | 12.1 | 12.1 |
| Vu isostatico (ton) | 9.2 | 9.6 | 11.3 | 11.1 | 8.4 | 8.4 |
| Horario: Vucap (ton) | - | 20.6 | - | 24.2 | - | 20.4 |
| Antihorario: Vucap (ton) | 20.2 | - | 24.9 | - | 20.5 | - |
| Vu ampl. por 2.5 sismo (ton) | 28.2 | 28.5 | 38.0 | 35.9 | 24.3 | 26.4 |
| Vu Envoltente (ton) | 16.9 | 17.2 | 22.8 | 20.6 | 14.5 | 16.6 |
| Vu Diseño (ton) | 20.2 | 20.6 | 24.9 | 24.2 | 20.5 | 20.4 |
| S(cm) | 25.0 | 25.0 | 20.0 | 20.0 | 25.0 | 25.0 |
| Smax(cm) | 15.0 | 15.0 | 15.0 | 15.0 | 15.0 | 15.0 |

Nota: Fuente Propia

La distribución final de estribos para el primer, segundo y tercer tramo con estribos ϕ 3/8":

1@0.05 m; 8@0.15 m; Rto. @ 0.25 m en ambos extremos en el primer tramo.

1@0.05 m; 8@0.15 m; Rto. @ 0.20 m en ambos extremos en el segundo tramo.

1@0.05 m; 8@0.15 m; Rto. @ 0.25 m en ambos extremos en el tercer tramo.

Control de deflexión

Para la viga VT-07, el control de deflexión solo se realizará en el tramo central 3-4 por ser crítico. El resumen de las inercias de la sección en cada tramo se muestra en la Tabla 56.

Tabla 56 Momentos de servicio, Inercia de la sección agrietada y no agrietada VT-07

| Ubicación de la sección | Mserv (ton.m) | Icr (no agrietada) cm ⁴ | Icr (agrietada) cm ⁴ | Ie (cm ⁴) |
|-------------------------|---------------|------------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| 3/E | 9.6 | 697300 | 317055 | 352833 |
| 3-4/E | 3.8 | 636600 | 183238 | 540000 |
| 4/E | 9.6 | 689800 | 297437 | 336364 |

Nota: Fuente Propia

Usamos las inercias promedio y la distribución de cargas de gravedad para calcular las deflexiones instantáneas por tramo.

Tabla 57 Deformaciones instantáneas en la VT-07

| Tramo | Ie1 (cm ⁴) | Ie2 (cm ⁴) | Ie3 (cm ⁴) | Caso | Ieprom (cm ⁴) | L (m) | Ec (kg/cm ²) | dinst. | | dinst CS. (cm) |
|-----------|------------------------|------------------------|------------------------|------|---------------------------|-------|--------------------------|----------|------------|----------------|
| | | | | | | | | dCM (cm) | dCV (cm) | |
| Tramo 3-4 | 352833 | 336364 | 540000 | a | 391390 | 4.86 | 217000 | 0.0584 | 0.00521897 | 0.0637 |

Nota: Fuente Propia

Calculamos la deflexión diferida, el cual es el valor de la deflexión instantánea multiplicado por un factor $\lambda \Delta$ Para finalizar, sumamos la deflexión instantánea y diferida, para posteriormente verificar que cumpla los requerimientos en la Tabla 9.2 de la Norma E.060.

Tabla 58 Deflexiones diferidas y verificación de deflexión máxima en la VT-07

| Tramo | Artículo | | Deflexiones diferidas | | ddif. (cm) | dmanual. (cm) | destabs. (cm) | dmax admisible. (cm) | |
|-----------|----------|------------|-----------------------|----------|------------|---------------|---------------|----------------------|----------|
| | r' | ϵ | ID | dCM (cm) | | | | | dCM (cm) |
| Tramo 3-4 | 0.00567 | 2 | 1.558 | 0.091 | 0.002 | 0.094 | 0.157 | 0.162 | 1.350 |

Nota: Fuente Propia

Control de fisuración

En la Tabla 59, se cálculos el factor de fisuración (Z) siguiendo los criterios establecidos por la Norma E.060 en su Artículo 9.9.3.

Tabla 59 Control de fisuración en la VT-07

| Ubicación de la sección | Mserv (ton.m) | d(cm) | As(cm) | fs (kg/cm ²) | ys (cm) | n | Act (cm ²) | de (cm) | Z | Zmax (kg/cm) | Verificación |
|-------------------------|---------------|-------|--------|--------------------------|---------|---|------------------------|---------|-------|--------------|--------------|
| 1/F | 9.6 | 54 | 15.88 | 1244 | 6 | 4 | 90 | 6 | 10127 | 26000 | Cumple |
| 3/F | 9.6 | 54 | 15.88 | 1244 | 6 | 5 | 72 | 6 | 9401 | 26000 | Cumple |
| 1-3/F | 3.8 | 54 | 10.2 | 767 | 6 | 2 | 180 | 6 | 7863 | 26000 | Cumple |

Nota: Fuente Propia

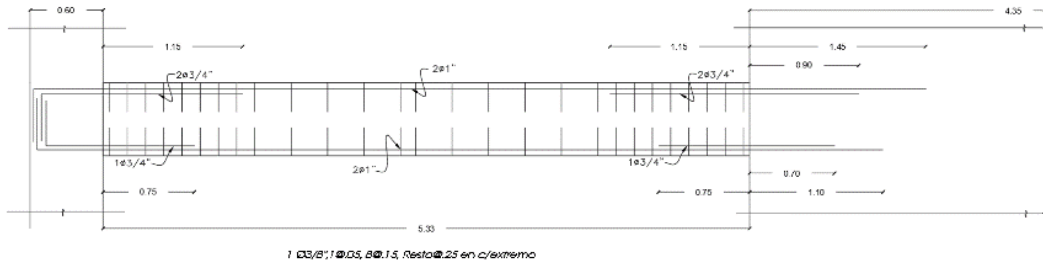


Figura 42 Detalle del refuerzo para la viga VT-07, tramo 1-3
Nota: Fuente Propia

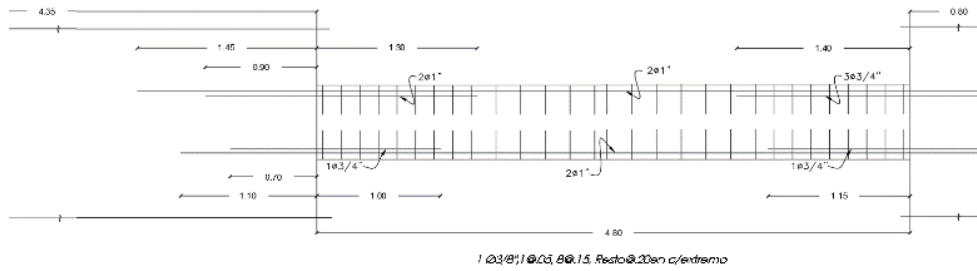


Figura 43 Detalle del refuerzo para la viga VT-07, tramo 3-4
Nota: Fuente Propia

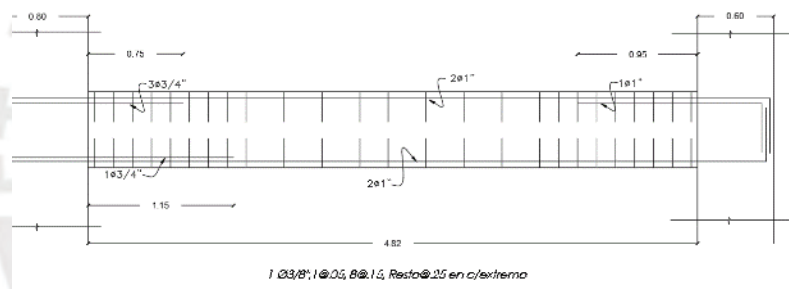


Figura 44 Detalle del refuerzo para la viga VT-07, tramo 4-5
Nota: Fuente Propia

Ejemplo 3 de diseño de la viga peraltada VT-08

En esta sección, mostremos el procedimiento de diseño para la viga típica peraltada VT-08, una viga peraltada de 65cm, la cual se puede observar en la Figura 45.

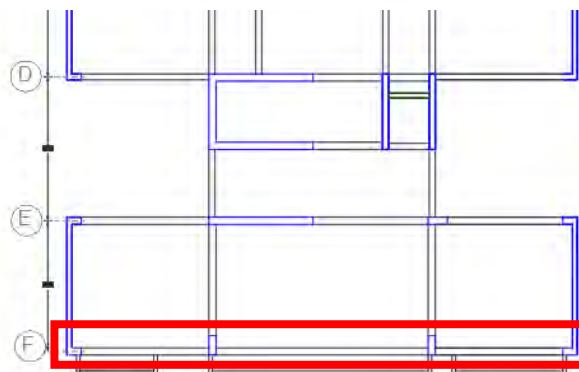


Figura 45 Ubicación de la viga VT-08
Nota: Fuente Propia

Modelo.

A continuación, mostrando el modelo simplificado de la viga VT-08, a su vez, los diagramas mostrados en las Figuras 46 y 47 son los obtenidos para las envolventes de cargas.

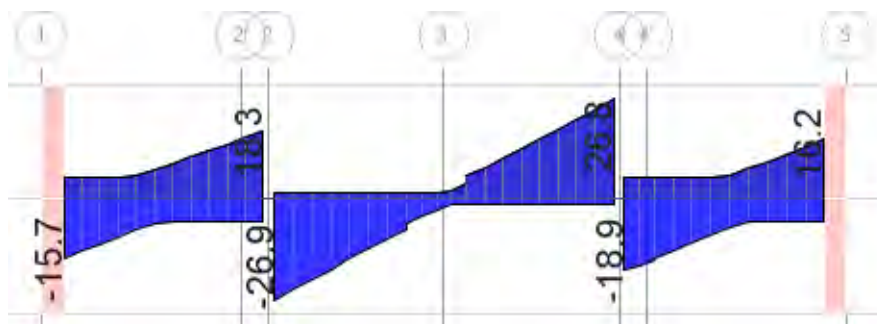


Figura 46 Envolvente de fuerzas cortantes (ton) en la VT-08

Nota: Fuente Propia

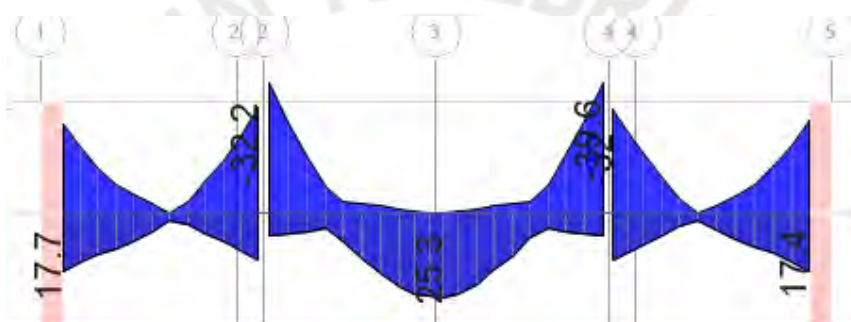


Figura 47 Envolvente de momentos flectores (ton.m) en la VT-08

Nota: Fuente Propia

Diseño por flexión.

En esta sección mostraremos la Tabla 60, la cual contiene los resultados del diseño por flexión. Asimismo, en la Tabla 61 mostramos los puntos teóricos de corte de bastones.

Tabla 60 Resumen del diseño por flexión VT-08

| | | Apoyo Eje1 | Tramo 1-2 | Apoyo Eje2 | Tramo 2-4 | Apoyo Eje4 |
|--------------------------------------|-------------------------|------------|-----------|------------|-----------|------------|
| Mu sup.(ton.m) | | 32.2 | 10 | 39.6 | 10 | 39.6 |
| Mu inf.(ton.m) | | 17.7 | 10 | 17.7 | 25.3 | 17.7 |
| Asmin (cm²) | | 4.25 | 4.25 | 4.25 | 4.25 | 4.25 |
| Amax (cm²) | | 28.2 | 28.2 | 28.2 | 28.2 | 28.2 |
| As req. sup. (cm²) | | 16.18 | 5.1 | 20.4 | 5.1 | 20.4 |
| As req. inf. (cm²) | | 8.41 | 5.1 | 8.41 | 12.41 | 8.41 |
| As colocado superior | As m² | 18.7 | 10.2 | 20.4 | 10.2 | 20.4 |
| | Bastón | 3Φ3/4" | - | 2Φ1" | - | 2Φ1" |
| | Corrido | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" |
| As colocado inferior | As m² | 10.2 | 10.2 | 10.2 | 13.04 | 10.2 |
| | Bastón | - | - | - | 1Φ3/4" | - |
| | Corrido | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" | 2Φ1" |
| Φ Mn sup.(ton.m) | | 36.55 | 21.21 | 39.33 | 21.21 | 41.2 |
| Φ Mn inf.(ton.m) | | 21.21 | 21.21 | 21.21 | 26.56 | 21.21 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 61 Punto teórico de corte y longitud mínimo de bastones de la viga VT-08

| | Acero Longitudinal | Bastón | Punto teórico de corte (cm) | d 0 12db (cm) | Longitud total (cm) | Real Longitud (cm) |
|-----------|----------------------|--------|-----------------------------|---------------|---------------------|--------------------|
| Tramo 1-2 | Acero Superior Izq. | 2Φ1" | 3Φ3/4" | 60 | 59 | 119 |
| | Acero Superior Der. | 2Φ1" | 2Φ1" | 95 | 59 | 154 |
| | Acero Inferior Izq. | 2Φ1" | - | - | 59 | - |
| | Acero Inferior Der. | 2Φ1" | - | - | 59 | - |
| Tramo 2-4 | Acero Superior Izq. | 2Φ1" | 2Φ1" | 115 | 59 | 174 |
| | Acero Superior Der. | 2Φ1" | 2Φ1" | 115 | 59 | 174 |
| | Acero Inferior Izq. | 2Φ1" | - | - | 59 | - |
| | Acero Inferior Der. | 2Φ1" | - | - | 59 | - |
| | Acero Inferior Cent. | 2Φ1" | 1Φ3/4" | 310 | -59 | 251 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por cortante

El resumen de los resultados por cortante en cada tramo se muestra en la Tabla 62.

Tabla 62 Resumen del diseño por cortante VT-08

| | Tramo 1-2 | | Tramo 2-4 | |
|-----------------------|-----------|-------|-----------|-------|
| | V Izq | V Der | V Izq | V Der |
| Vu total (ton) | 16.2 | 18.9 | 26.8 | 26.8 |
| ΦVc(ton) | 10.6 | 10.6 | 10.6 | 10.6 |
| Vs(ton) | 5.6 | 8.3 | 16.2 | 16.2 |
| Vmax(ton) | 49.3 | 49.3 | 49.3 | 49.3 |
| Av(cm2) | 1.41 | | 1.41 | |
| S(cm) | 60.0 | 35.0 | 15.0 | 15.0 |
| Smax(cm) | 30.0 | 30.0 | 30.0 | 30.0 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por capacidad.

El resumen por capacidad de los resultados en cada tramo se muestra en la Tabla 63.

Tabla 63 Resumen del diseño por capacidad VT-08

| | Tramo 1-3 | | Tramo 3-5 | |
|-------------------------------------|-----------|-------|-----------|-------|
| | Luz(m) | 5.35 | Luz(m) | 8.85 |
| | V Izq | V Der | V Izq | V Der |
| As- colocado | 18.7 | 20.4 | 20.4 | 20.4 |
| As+ colocado | 10.2 | 10.2 | 10.2 | 10.2 |
| Mn- (ton.m) | 40.6 | 43.7 | 43.7 | 45.8 |
| Mn+ (ton.m) | 23.6 | 23.6 | 23.6 | 23.6 |
| Horario: (Mni+Mnd)/Ln | - | 12.6 | - | 7.8 |
| Antihorario: (Mni+Mnd)/Ln | 12.0 | - | 7.6 | 7.6 |
| Vu isostático (ton) | 10.1 | 9.7 | 23.4 | 23.4 |
| Horario: Vucap (ton) | - | 22.3 | - | 31.2 |
| Antihorario: Vucap (ton) | 22.1 | - | 31.0 | - |
| Vu ampl. por 2.5 sismo (ton) | 22.2 | 24.8 | 26.4 | 26.4 |
| Vu Envoltante (ton) | 16.2 | 18.9 | 26.8 | 26.8 |
| Vu Diseño (ton) | 22.1 | 22.3 | 26.8 | 26.8 |
| S(cm) | 25.0 | 25.0 | 20.0 | 20.0 |
| Smax(cm) | 15.0 | 15.0 | 15.0 | 15.0 |

Nota: Fuente Propia

Distribución final de estribos para el primer y segundo tramo con estribos ϕ 3/8":

1@0.05 m; 8@0.15 m; Rto. @ 0.25 m en ambos extremos en el primer y tercer tramo.

1@0.05 m; 8@0.15 m; 8@0.20 m; Rto. @ 0.25 en ambos extremos en el segundo tramo.

Control de deflexión

El resumen de las inercias de la sección en cada tramo se muestra en la Tabla 64.

Tabla 64 Momentos de servicio, Inercia de la sección agrietada y no agrietada VT-08

| Ubicación de la sección | Mserv (ton.m) | Icr (no agrietada) cm ⁴ | Icr (agrietada) cm ⁴ | Ie (cm ⁴) |
|-------------------------|---------------|------------------------------------|---------------------------------|-----------------------|
| 1/F | 7.8 | 841400 | 355890 | 515818 |
| 1-2/F | 2.7 | 787100 | 190995 | 686563 |
| 2/F | 26.3 | 856500 | 395397 | 399071 |
| 2-4/F | 18.95 | 813800 | 279081 | 292824 |
| 4/F | 26.3 | 856500 | 395397 | 399071 |

Nota: Fuente Propia

Usamos las inercias promedio y la distribución de cargas de gravedad para calcular las deflexiones instantáneas por tramo.

Tabla 65 Deformaciones instantáneas en la VT-08

| Tramo | Ie1 (cm ⁴) | Ie2 (cm ⁴) | Ie3 (cm ⁴) | Caso | Ieprom (cm ⁴) | L (m) | Ec (kg/cm ²) | dinst. | | dinst CS. (cm) |
|-----------|------------------------|------------------------|------------------------|------|---------------------------|-------|--------------------------|----------|----------|----------------|
| | | | | | | | | dCM (cm) | dCV (cm) | |
| Tramo 1-2 | 515818 | 399071 | 686563 | c | 590732 | 5.35 | 217000 | 0.043 | 0.008 | 0.0516 |
| Tramo 2-4 | 399071 | 399071 | 292824 | a | 372509 | 8.85 | 217000 | 0.748 | 0.099 | 0.8469 |

Nota: Fuente Propia

Calculamos la deflexión diferida, el cual es el valor de la deflexión instantánea multiplicado por un factor $\lambda\Delta$ Para finalizar, sumamos la deflexión instantánea y diferida, para posteriormente verificar que cumpla los requerimientos en la Tabla 9.2 de la Norma E.060.

Tabla 66 Deflexiones diferidas y verificación de deflexión máxima VT-08

| Tramo | Artículo 9.6.2.5. | | Deflexiones diferidas | | ddif. (cm) | dmanual. (cm) | dmax admisible. (cm) |
|-----------|-------------------|------------|-----------------------|----------|------------|---------------|----------------------|
| | r' | ϵ | ID | dCM (cm) | | | |
| Tramo 1-2 | 0.00523 | 2 | 1.585 | 0.069 | 0.004 | 0.073 | 1.486 |
| Tramo 2-4 | 0.00523 | 2 | 1.585 | 1.186 | 0.047 | 1.233 | 2.458 |

Nota: Fuente Propia

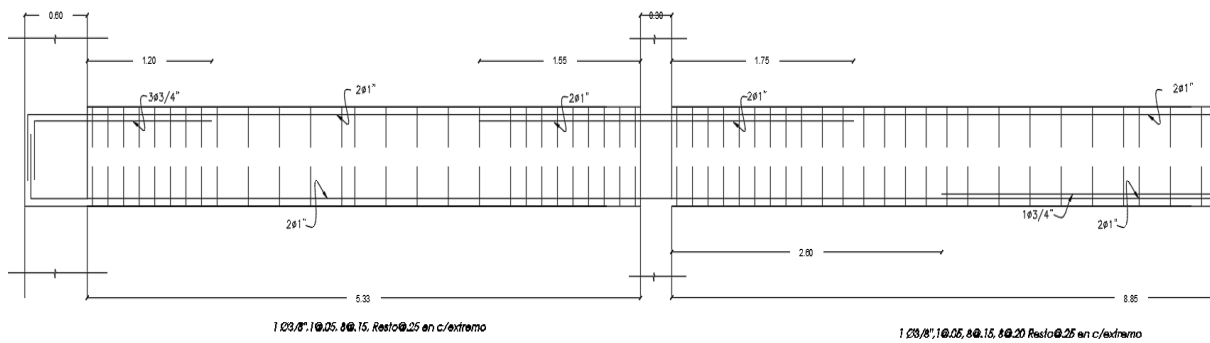
Control de fisuración

En la Tabla 65, se cálculos el factor de fisuración (Z) siguiendo los criterios establecidos por la Norma E.060 en su Artículo 9.9.3.

Tabla 67 Control de fisuración VT-08

| Ubicación de la sección | Mserv (ton.m) | d(cm) | As(cm) | fs (kg/cm ²) | ys (cm) | n | Act (cm ²) | dc (cm) | Z | Zmax (kg/cm) | Verificación |
|-------------------------|---------------|-------|--------|--------------------------|---------|---|------------------------|---------|-------|--------------|--------------|
| 1/F | 7.8 | 59 | 18.72 | 785 | 6 | 5 | 72 | 6 | 5931 | 26000 | Cumple |
| 2/F | 26.3 | 59 | 21.56 | 2297 | 6 | 6 | 60 | 6 | 16339 | 26000 | Cumple |
| 4/F | 26.3 | 59 | 21.56 | 2297 | 6 | 6 | 60 | 6 | 16339 | 26000 | Cumple |
| 1-2/F | 2.7 | 59 | 8.52 | 597 | 6 | 3 | 120 | 6 | 5348 | 26000 | Cumple |
| 2-4/F | 18.95 | 59 | 13.62 | 2620 | 6 | 4 | 90 | 6 | 21333 | 26000 | Cumple |

Nota: Fuente Propia



VT-08 (0.30 x 0.65)

Figura 48 Detalle del refuerzo para la viga VT-08, la viga simétrica
Nota: Fuente Propia

Capítulo 6: Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales que soportan carga axial, fuerza cortante y momentos flectores. En el proyecto propuesto, las placas soportan la mayor cantidad de cortante horizontal generada por sismos, para las direcciones X-X y Y-Y, tal como vimos en la Tabla 28. Por lo tanto, podemos estimar que las columnas recibirán pequeñas cargas horizontales por sismo, por ende, los momentos flectores en estas serán pequeños y su diseño estará gobernado principalmente por las cargas de gravedad.

Procedimiento de diseño

El diseño y los diagramas de interacción se realizarán siguiendo el capítulo 16 de Flexocompresión en los Apuntes del Curso Concreto Armado 1, Ottazzi.

Carga de diseño

Las cargas de diseño son amplificadas siguiendo las siguientes combinaciones.

$$\begin{aligned}
 U &= 1.4CM + 1.7CV \\
 U &= 1.25 \cdot (CM + CV) \pm CS \\
 U &= 0.9 \cdot CM \pm CS
 \end{aligned}$$

Diseño por flexocompresión

Las columnas se diseñan por flexocompresión, lo cual consiste en determinar la relación entre cargas axiales y momentos flectores. Esta relación, permite obtener el diagrama de

interacción, el cual representa la capacidad de la sección. El diagrama de interacción estará conformado por 2 anillos, el anillo externo representa la capacidad nominal de la sección, mientras que el anillo interno representa la capacidad de diseño de la sección. Por otro lado, los diferentes puntos en el diagrama representan la resistencia requerida.

El Artículo 21.4.5 de la norma E.060 establece los límites de la cuantía de diseño (ρ) entre el rango del 1% y 6%. Asimismo, las uniones vigas-columnas requerirán detalles constructivos para cuantías superiores a 4%.

Diseño por cortante y capacidad

Según el artículo 11.3.1.2. de la norma E.060, la resistencia al corte del concreto se calcula de la siguiente manera:

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

La cortante última será obtenida siguiendo los mismos criterios y procedimientos usados en las vigas (Artículo 21.4, Norma E.060). Asimismo, la Norma E.060 en su Artículo 21.4.5, detalla los criterios de diseño y armado para columnas.

Metrado de cargas.

Realizamos un metrado convencional de columna y de cargas acumuladas para la columna C-01. Los resultados se mostrarán en las Tablas 68 y 69. Viendo la Tabla 69, podemos apreciar que la carga muerta y viva acumulada en el Piso 1 es 74.56 ton y 13.5 ton. En la Tabla 70 se muestran los resultados del programa ETABS para las cargas en la columna C-01 en el primer piso, donde vemos que la carga muerta y viva acumulada son 72.6 ton y 12.9 ton respectivamente. Comparando estos resultados podemos confirmar que los valores obtenidos del programa ETABS son confiables.

Tabla 68 Metrado de la columna por nivel C-01

| Nivel | Elemento | Peso Unitario | Dimensiones (m) | | | Peso Parcial (kg) |
|-------------|----------------|------------------------|-----------------|------|------------|-------------------|
| Azotea | Aligerado | 300 kg/m ² | 10.8 | - | - | 3240 |
| | Viga | 2400 kg/m ³ | 0.3 | 0.6 | 5.2 | 2246.4 |
| | VCH | 2400 kg/m ³ | 0.25 | 0.25 | 0 | 0 |
| | Columna | 2400 kg/m ³ | 0.3 | 0.9 | 3 | 1944 |
| | Piso terminado | 100 kg/m ² | 10.8 | - | - | 1080 |
| | S/C (Azotea) | 50 kg/m ² | 10.8 | - | - | 540 |
| | CM | | | | | 8510.4 |
| CV | | | | | 540 | |
| Piso Típico | Aligerado | 350 kg/m ² | 10.8 | | | 3780 |
| | Viga | 2400 kg/m ³ | 0.3 | 0.6 | 5.2 | 2246.4 |
| | VCH | 2400 kg/m ³ | 0.25 | 0.25 | 0 | 0 |
| | Columna | 2400 kg/m ³ | 0.3 | 0.9 | 3 | 1944 |
| | Piso terminado | 100 kg/m ² | 10.8 | - | - | 1080 |
| | Tabique | 1350 kg/m ³ | 0.15 | 2.35 | 4 | 1903.5 |
| | S/C | 200 kg/m ² | 10.8 | - | - | 2160 |
| | CM | | | | | 10953.9 |
| | CV | | | | | 2160 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 69 Cargas acumuladas en la columna C-01 por piso

| Piso | CM(ton) | CMacum (ton) | CV(ton) | CVacum (ton) |
|------|---------|--------------|---------|--------------|
| 7 | 8.51 | 8.51 | 0.54 | 0.54 |
| 6 | 10.95 | 19.46 | 2.16 | 2.70 |
| 5 | 10.95 | 30.42 | 2.16 | 4.86 |
| 4 | 10.95 | 41.37 | 2.16 | 7.02 |
| 3 | 10.95 | 52.33 | 2.16 | 9.18 |
| 2 | 10.95 | 63.28 | 2.16 | 11.34 |
| 1 | 11.28 | 74.56 | 2.16 | 13.50 |

Nota: Fuente Propia

Ejemplo 1 de diseño de la columna C-01

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño para la columna C-01, cuya sección tiene forma de "T", su máxima dimensión es 0.60m y está ubicada en la intersección de los ejes 2'/A.

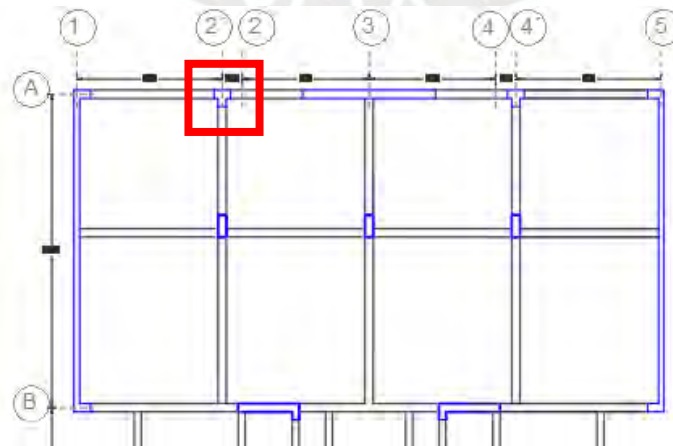


Figura 49 Columna C-01 seleccionada para el ejemplo

Nota: Fuente Propia

Diseño por Flexocompresión uniaxial.

Las cargas mostradas en la Tabla 70 corresponden a las cargas internas de la columna C-01 en su parte inferior, las cuales serán las que se usarán para mostrar el ejemplo de diseño. Por otra parte, las cargas internas obtenidas en la parte superior son muy parecidas a las inferiores, por lo que no serán mostradas. Las combinaciones de cargas para el diagrama de interacción serán mostradas en las Tablas 71 y 72.

Tabla 70 Cargas internas del análisis de la columna C-01

| Piso | Carga | Columna | P (tonf) | V2 (tonf) | V3 (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|-------|-----------|---------|----------|-----------|-----------|------------|------------|
| Piso1 | Muerta | C-01 | -72.60 | 1.50 | -0.40 | -0.50 | 1.60 |
| Piso1 | Viva | C-01 | -12.90 | 0.50 | -0.04 | -0.05 | 0.50 |
| Piso1 | Sismo X-X | C-01 | 78.20 | 0.20 | 6.20 | 10.20 | 0.40 |
| Piso1 | Sismo Y-Y | C-01 | 27.40 | 1.00 | 2.20 | 3.50 | 2.70 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 71 Combinación de cargas para sismos en la dirección X-X de la columna C-01

| SISMO XX | Combinación de carga | P (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|----------|----------------------|----------|------------|------------|
| | 1.4CM+1.7CV | 123.57 | -0.78 | 3.09 |
| | 1.25CM+1.25CV+SX | 185.08 | 9.51 | 3.03 |
| | 1.25CM+1.25CV-SX | 28.68 | -10.89 | 2.23 |
| | 0.9CM+SX | 143.54 | 9.75 | 1.84 |
| | 0.9CM-SX | -12.86 | -10.65 | 1.04 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 72 Combinación de cargas para sismos en la dirección Y-Y de la columna C-01

| SISMO YY | Combinación de carga | P (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|----------|----------------------|----------|------------|------------|
| | 1.4CM+1.7CV | 123.57 | -0.78 | 3.09 |
| | 1.25CM+1.25CV+SY | 134.28 | 2.81 | 5.33 |
| | 1.25CM+1.25CV-SY | 79.48 | -4.19 | -0.08 |
| | 0.9CM+SY | 92.74 | 3.05 | 4.14 |
| | 0.9CM-SY | 37.94 | -3.95 | -1.26 |

Nota: Fuente Propia

La columna C-01 tiene un área transversal de 2,700 cm². Usando la cuantía mínima, se define un refuerzo de 14ø5/8", el cual equivale a 28 cm² y a una cuantía de 1.04%.

A continuación, procedemos a construir el diagrama de interacción para las dos direcciones de análisis (Mu; Pu), el anillo exterior corresponde a la resistencia nominal, mientras que el anillo interno corresponde a la resistencia de diseño.

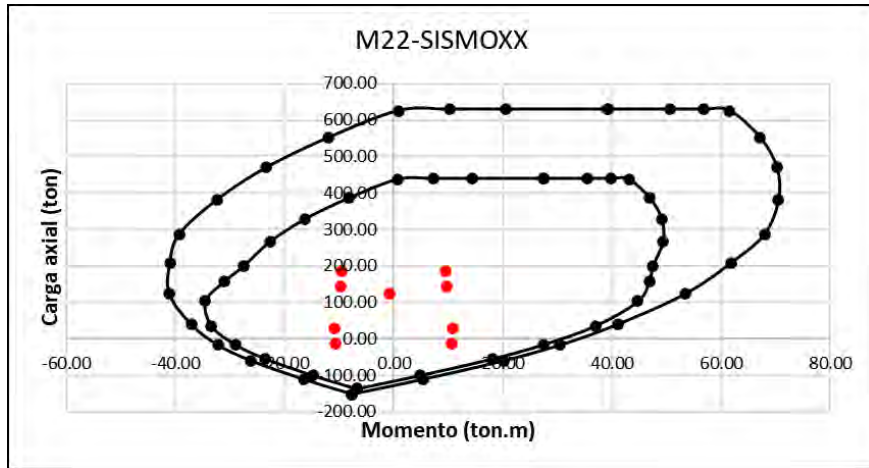


Figura 50 Diagrama de interacción de la columna C-01 con un sismo en X-X
Nota: Fuente Propia

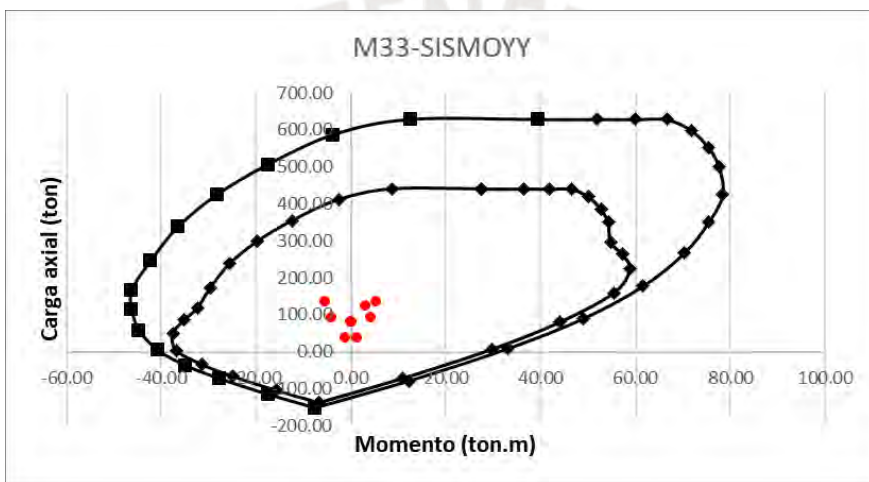


Figura 51 Diagrama de interacción de la columna C-01 con un sismo en Y-Y
Nota: Fuente Propia

Se verifica que los puntos (M_u , P_u) se encuentran dentro del diagrama de interacción para ambas direcciones de análisis, lo que confirma la capacidad de la columna para resistir las cargas de gravedad y sismo.

Diseño por capacidad.

El diseño por capacidad se realizará para ambas direcciones de sismo y usando ambos criterios establecidos por la norma E.060 y explicado en el capítulo 5.5.4.

Análisis del sismo en la dirección X-X.

- Criterio Nro1: $\frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H}$

Se obtienen los momentos nominales a partir de los diagramas de interacción, en este caso se obtuvo el momento nominal inferior a partir de la Figura 50. Asimismo, el momento nominal superior es muy parecido al obtenido en la parte inferior.

$$V_{cap1} = \frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H} = \frac{30 + 30}{2.90} = 20.69 \text{ ton}$$

- Criterio Nro2: V_u para combinación de carga $2.5C_{sismo} + 1.25x(CM + CV)$

Para la combinación de carga establecida obtenemos a partir de la Tabla 68:

$$V_u = 2.5 \times 6.2 + 1.25 \times (0.04 + 0) = 16.05 \text{ ton}$$

Según la norma E.060 se elegirá el mínimo valor del diseño por capacidad y el sismo amplificado por 2.5 cuyos valores son 20.69ton y 16.05ton para el sismo en X-X, siendo el escogido 16.05ton.

Ahora calculando el aporte del concreto ϕV_c

$$\phi V_c = \phi \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g}\right) \cdot b_w \cdot d$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{123.57 \cdot 10}{140 \cdot 30 \cdot 90}\right) \cdot 60 \cdot 24 = 10.90 \text{ ton}$$

Vemos que $\phi V_c (10.9 \text{ ton}) \leq V_{cap1} (16.05 \text{ ton})$, por ello calculamos siguiendo el procedimiento de diseño de vigas para fuerzas cortantes y obtenemos un espaciamiento de estribos de 45cm. Como veremos más adelante, se usará un espaciamiento menor para satisfacer el criterio de espaciamiento mínimo.

Análisis del sismo en la dirección Y-Y.

- Criterio Nro1: $\frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H}$

Se obtienen los momentos nominales a partir de los diagramas de interacción, en este caso se obtuvo el momento nominal inferior a partir de la Figura 51. Asimismo, el momento nominal superior es muy parecido al obtenido en la parte inferior.

$$V_{cap1} = \frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H} = \frac{32 + 32}{2.9} = 22.07 \text{ ton}$$

- Criterio Nro2: V_u para combinación de carga $2.5C_{sismo} + 1.25x(CM + CV)$

Para la combinación de carga establecida obtenemos a partir de la Tabla 68:

$$Vu = 2.5 \times 2.2 + 1.25 * (0.4 + 0) = 3 \text{ ton}$$

Según la norma E.060 se elegirá el mínimo valor del diseño por capacidad y el sismo amplificado por 2.5 cuyos valores son 22.07ton y 3ton para el sismo en Y-Y.

Ahora calculando el aporte del concreto ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{123.57 \cdot 10}{140 \cdot 30 \cdot 90}\right) \cdot 60 \cdot 24 = 12.37 \text{ ton}$$

Vemos que $\phi V_c (12.37 \text{ ton}) \geq V_{cap2} (3 \text{ ton})$ por lo que solo requerirá los estribos mínimos.

Distribución mínima de estribos

Siguiendo los criterios de refuerzos en columnas del artículo 21.4.5 “Elementos en Flexo compresión” de la norma E.060 tenemos:

- El primer estribo debe estar ubicado a no más de 5 cm de la cara del apoyo.
- La longitud de confinamiento (L_o) no debe ser menor que el mayor entre lo siguiente:
 - ✓ 1/6 de la luz libre del elemento = 48cm
 - ✓ La mayor dimensión de la sección transversal = 60cm
 - ✓ 500 mm. = 50cmEntonces usamos L_o de 60cm.
- El espaciamiento máximo debe ser el menor de los siguientes:
 - ✓ Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = $8 \cdot 1.59 = 12.72 \text{ cm}$
 - ✓ La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento = $30/2 = 15 \text{ cm}$
 - ✓ 100 mm = 10cmEntonces usamos S_o de 10 cm.
- Fuera de la longitud de confinamiento L_o , la separación no será mayor que los siguientes:
 - ✓ La mitad del peralte efectivo = $64/2 = 32 \text{ cm}$
 - ✓ 16 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro = $16 \cdot 1.59 = 25.44 \text{ cm}$
 - ✓ La menor dimensión de la sección transversal del elemento = 30cm
 - ✓ 48 veces el diámetro del estribo = $48 \cdot 0.71 = 34.1 \text{ cm}$
 - ✓ 300 mm. = 30cmEntonces usamos 25cm.
- En el nudo, el espaciamiento no será mayor que:

- ✓ $S_{max} = Av \cdot \frac{fy}{0.2 \cdot \sqrt{f'c} \cdot bw} = 2 \cdot \frac{4200}{0.2 \cdot \sqrt{280} \cdot 30} = 83.6cm$
- ✓ $S_{max} = Av \cdot fy / (3.5 \cdot bw) = 80cm$
- ✓ 150 mm.

Entonces usamos 15cm.

Finalmente, la distribución final de estribos de la columna C-01 en el primer piso serán estribos $\emptyset 3/8''$ 1@0.05 m; 6@0.10 m; Rto. @ 0.25 en ambos extremos. Como la distribución de aceros ya es la mínima para la sección, ya no será necesario repetir el procedimiento para cada piso porque resultaría en el mismo diseño.

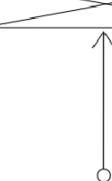
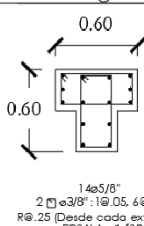
| | TIPO NIVEL | C-01-02 |
|----------------------------------|-------------|--|
| CONCRETO $f_c = 210Kg./cm^2.$ | AZOTEA |  |
| | 5° 6° 7° | |
| $f_c = 280Kg./cm^2.$ | 1° 2° 3° 4° |  |

Figura 52 Detalle del refuerzo para la viga C-01
 Nota: Fuente Propia

Ejemplo 2 de diseño de la columna C-04

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño para la columna C-04, de la cual ya se realizó el metrado, cuyas dimensiones son de 0.30x0.80m y está ubicada en la intersección de los ejes 3/A'.

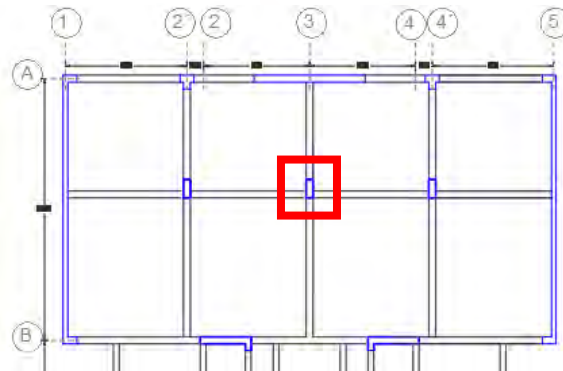


Figura 53 Columna C-04 seleccionada para el ejemplo de diseño
 Nota: Fuente Propia

Diseño por Flexocompresión uniaxial.

Las cargas mostradas en la Tabla 73 corresponden a las cargas internas de la columna C-04 en su parte inferior, las cuales serán las que se usarán para mostrar el ejemplo de diseño. Las combinaciones de cargas para el diagrama de interacción serán mostradas en las Tablas 74 y 75.

Tabla 73 Cargas internas del análisis de la columna C-04

| Piso | Carga | Columna | P (tonf) | V2 (tonf) | V3 (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|-------|-----------|---------|----------|-----------|-----------|------------|------------|
| Pisol | Muerta | C-04 | -189.50 | 3.00 | -0.01 | -0.02 | 3.10 |
| Pisol | Viva | C-04 | -46.60 | 0.50 | 0.00 | 0.00 | 0.50 |
| Pisol | Sismo X-X | C-04 | 0.10 | 0.01 | 1.60 | 2.80 | 0.10 |
| Pisol | Sismo Y-Y | C-04 | 2.70 | 1.20 | 0.40 | 0.70 | 3.90 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 74 Combinación de cargas para sismos en la dirección X-X de la columna C-04

| SISMO XX | Combinación de carga | P (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|----------|----------------------|----------|------------|------------|
| | 1.4CM+1.7CV | 344.52 | -0.03 | 5.19 |
| | 1.25CM+1.25CV+SX | 295.23 | 2.77 | 4.60 |
| | 1.25CM+1.25CV-SX | 295.03 | -2.83 | 4.40 |
| | 0.9CM+SX | 170.65 | 2.78 | 2.89 |
| | 0.9CM-SX | 170.45 | -2.82 | 2.69 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 75 Combinación de cargas para sismos en la dirección Y-Y de la columna C-04

| SISMO YY | Combinación de carga | P (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|----------|----------------------|----------|------------|------------|
| | 1.4CM+1.7CV | 344.52 | -0.03 | 5.19 |
| | 1.25CM+1.25CV+SY | 297.83 | 0.67 | 8.40 |
| | 1.25CM+1.25CV-SY | 292.43 | -0.73 | 0.60 |
| | 0.9CM+SY | 173.25 | 0.68 | 6.69 |
| | 0.9CM-SY | 167.85 | -0.72 | -1.11 |

Nota: Fuente Propia

Calculamos el refuerzo para la columna de 30x80 cm, cuya área transversal es de 2400 cm², y considerando una cuantía mínima de 1%. Empezamos con un refuerzo de 12ø5/8” equivalente a 24 cm², cuya cuantía es de 1%.

A continuación, procedemos a construir el diagrama de interacción para las dos direcciones de análisis (Mu; Pu).

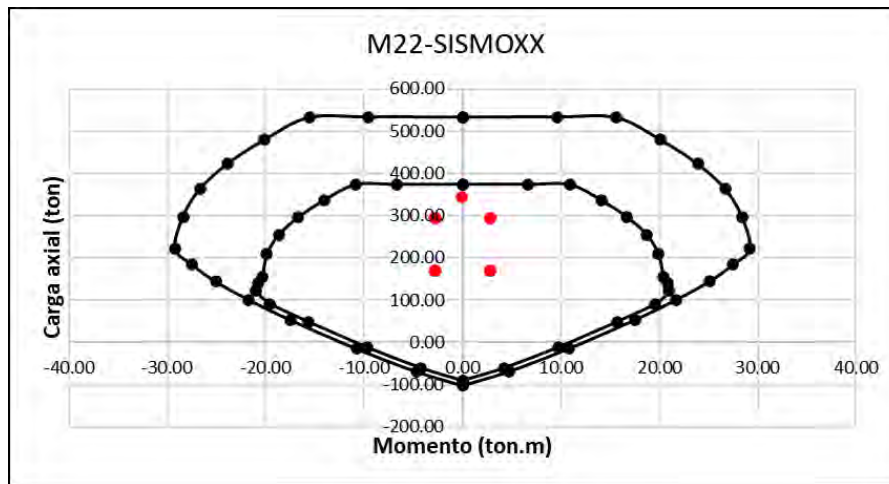


Figura 54 Diagrama de interacción de la columna C-04 con un sismo en X-X
Nota: Fuente Propia

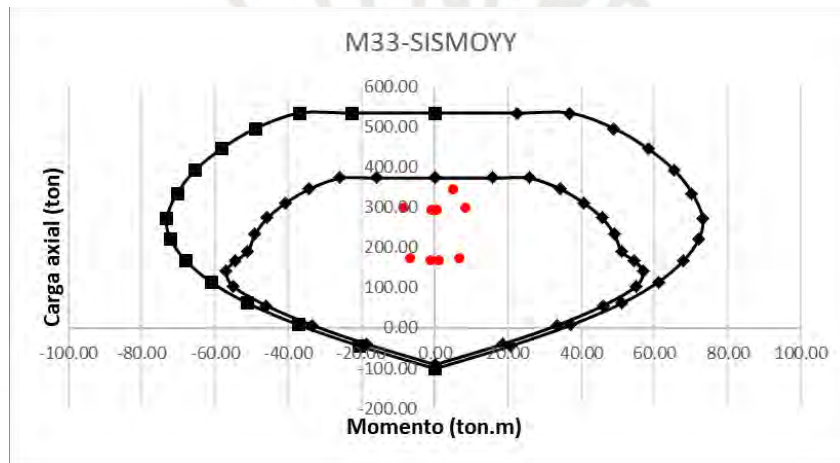


Figura 55 Diagrama de interacción de la columna C-04 con un sismo en Y-Y
Nota: Fuente Propia

Se verifica que los puntos (M_u , P_u) se encuentran dentro del diagrama de interacción para ambas direcciones de análisis, lo que confirma la capacidad de la columna para resistir las cargas de gravedad y sismo.

Diseño por capacidad.

Análisis del sismo en la dirección X-X.

- Criterio Nro1: $\frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H}$

$$V_{cap1} = \frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H} = \frac{13 + 13}{2.9} = 8.97 \text{ ton}$$

- Criterio Nro2: V_u para combinación de carga $2.5C_{sismo} + 1.25x(CM + CV)$

$$V_u = 2.5x1.63 + 1.25 * (0 + 0) = 4.01 \text{ ton}$$

Ahora calculando el aporte del concreto ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{335.5 \cdot 10}{140 \cdot 30 \cdot 80}\right) \cdot 80 \cdot 24 = 14.62 \text{ ton}$$

Vemos que ϕV_c (14.62ton) $\geq V_{cap1}$ (4.01ton) por lo que requerirá estribos mínimos.

Análisis del sismo en la dirección Y-Y

- Criterio Nro1: $\frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H}$

$$V_{cap1} = \frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H} = \frac{35 + 35}{2.9} = 24.1 \text{ ton}$$

- Criterio Nro2: V_u para combinación de carga $2.5C_{sismo} + 1.25x(CM + CV)$

$$V_u = 2.5 \cdot 1.2 + 1.25 \cdot (3 + 0.5) = 7.38 \text{ ton}$$

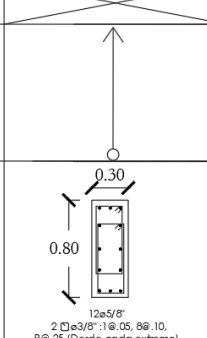
Ahora calculando el aporte del concreto ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{335.5 \cdot 10}{140 \cdot 30 \cdot 80}\right) \cdot 30 \cdot 74 = 16.92 \text{ ton}$$

Vemos que ϕV_c (16.92ton) $\geq V_{cap2}$ (7.38ton), por lo que requerirá los estribos mínimos.

Distribución de estribos

Finalmente, usando los mismos cálculos de estribos mínimos realizado para la columna C-04, la distribución final de estribos con estribos ϕ 3/8" 1@0.05 m; 8@0.10 m; Rto. @ 0.25 en ambos extremos para todos los pisos. Como la distribución de aceros ya es la mínima para la sección, ya no será necesario repetir el procedimiento para cada piso porque resultaría en el mismo diseño.

| | TIPO | C-03-04-05-06-07 |
|----------|-------------|--|
| | NIVEL | |
| CONCRETO | AZOTEA |  |
| | 5° 6° 7° | |
| | 1° 2° 3° 4° | |

$f_c = 210 \text{ Kg./cm}^2$
 $f_c = 280 \text{ Kg./cm}^2$
 12 ϕ 5/8"
 2 ϕ 3/8" 1 @ 0.25, 8 @ 10.
 R @ 25 (Desde cada extremo)
 ESCALA: 1/20

Figura 56 Detalle del refuerzo para la viga C-01
Nota: Fuente Propia

Ejemplo 3 de diseño de la columna C-06

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño para la columna C-06, la cual ya se realizó el metrado, cuyas dimensiones son de 0.30x0.80m y está ubicada en la intersección de los ejes 2/F.

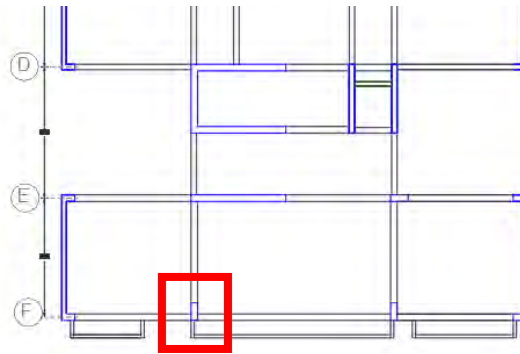


Figura 57 Columna C-06 seleccionada para el ejemplo de diseño

Diseño por Flexocompresión uniaxial.

Las cargas mostradas en la Tabla 76 corresponden a las cargas internas de la columna C-06 en su parte inferior, las cuales serán las que se usarán para mostrar el ejemplo de diseño. Las combinaciones de cargas para el diagrama de interacción serán mostradas en las Tablas 77 y 78.

Tabla 76 Cargas internas del análisis de la columna C-06

| Piso | Carga | Columna | P (tonf) | V2 (tonf) | V3 (tonf) | T(tonf.m) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|-------|-----------|---------|----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|
| Piso1 | Muerta | C-06 | -181.00 | -0.90 | 3.10 | 0.00 | 3.40 | -1.00 |
| Piso1 | Viva | C-06 | -23.50 | 0.04 | 0.30 | 0.00 | 0.40 | 0.02 |
| Piso1 | Sismo X-X | C-06 | 13.80 | 0.70 | 2.10 | 0.02 | 3.40 | 0.80 |
| Piso1 | Sismo Y-Y | C-06 | 13.90 | 1.10 | 0.70 | 0.04 | 1.00 | 3.90 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 77 Combinación de cargas para sismos en la dirección X-X de la columna C-06

| SISMO XX | Combinación de carga | P (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|----------|----------------------|----------|------------|------------|
| | 1.4CM+1.7CV | 293.35 | 5.44 | -1.36 |
| | 1.25CM+1.25CV+SX | 269.43 | 8.15 | -0.42 |
| | 1.25CM+1.25CV-SX | 241.83 | 1.35 | -2.02 |
| | 0.9CM+SX | 176.70 | 6.46 | -0.10 |
| | 0.9CM-SX | 149.10 | -0.34 | -1.70 |

Nota: Fuente Propia

Tabla 78 Combinación de cargas para sismos en la dirección Y-Y de la columna C-06

| SISMO YY | Combinación de carga | P (tonf) | M2(tonf.m) | M3(tonf.m) |
|----------|----------------------|----------|------------|------------|
| | 1.4CM+1.7CV | 293.35 | 5.44 | -1.36 |
| | 1.25CM+1.25CV+SY | 269.53 | 5.75 | 2.68 |
| | 1.25CM+1.25CV-SY | 241.73 | 3.75 | -5.12 |
| | 0.9CM+SY | 176.80 | 4.06 | 3.00 |
| | 0.9CM-SY | 149.00 | 2.06 | -4.80 |

Nota: Fuente Propia

Calculamos el refuerzo para la columna de 30x80 cm, cuya área transversal es de 2400 cm² y considerando una cuantía mínima de 1%. Empezamos con un refuerzo de 12ø5/8” equivalente a 24 cm², cuya cuantía es de 1 %.

A continuación, procedemos a construir el diagrama de interacción para las dos direcciones de análisis (Mu; Pu).

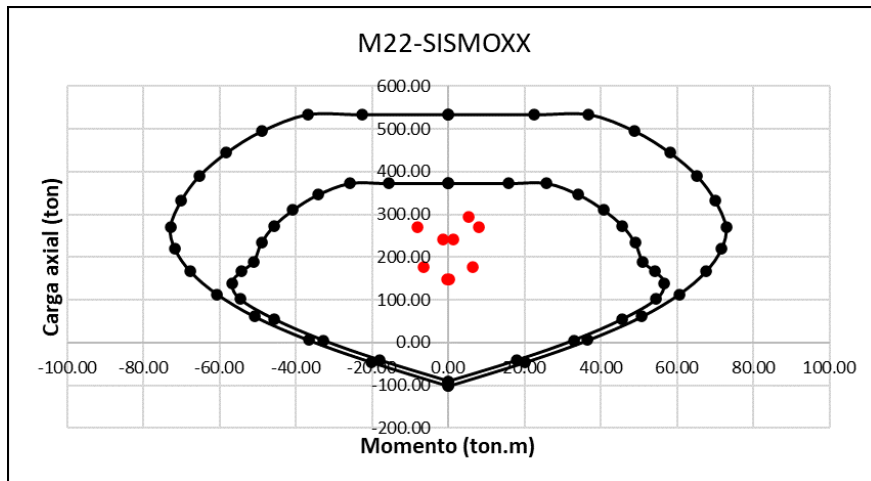


Figura 58 Diagrama de interacción de la columna C-06 con un sismo en X-X
Nota: Fuente Propia

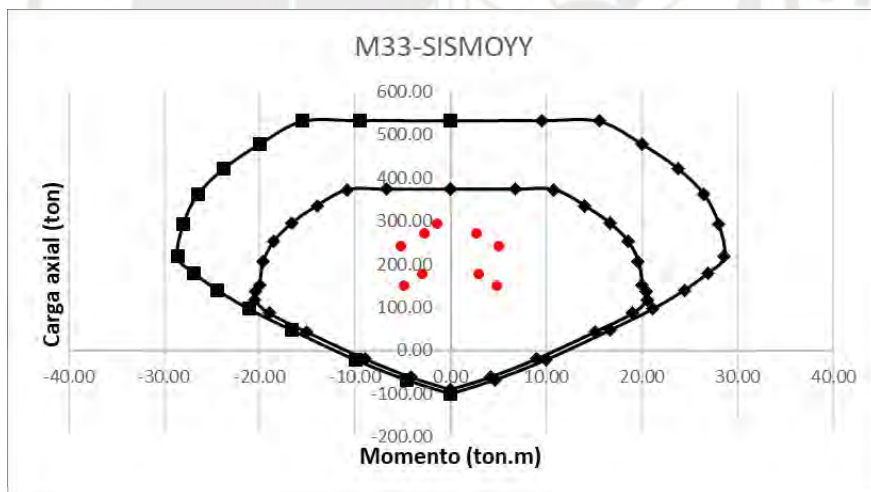


Figura 59 Diagrama de interacción de la columna C-06 con un sismo en Y-Y
Nota: Fuente Propia

Diseño por capacidad.

Análisis del sismo en la dirección X-X.

- Criterio Nro1: $\frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H}$

$$V_{cap1} = \frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H} = \frac{45 + 45}{2.9} = 25.71 \text{ ton}$$
- Criterio Nro2: V_u para combinación de carga $2.5 C_{sismo} + 1.25x(CM + CV)$

$$Vu = 2.5 \times 2.1 + 1.25 \times (3.1 + 0) = 9.5 \text{ ton}$$

Ahora calculando el aporte del concreto ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{335.5 \cdot 10}{140 \cdot 30 \cdot 80}\right) \cdot 80 \cdot 24 = 14.62 \text{ ton}$$

Vemos que ϕV_c (14.62 ton) $\geq V_{cap1}$ (9.5 ton), por ello se usarán los estribos mínimos.

Análisis del sismo en la dirección Y-Y.

- Criterio Nro1: $\frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H}$

$$V_{cap1} = \frac{M_{sup.} + M_{inf.}}{H} = \frac{20 + 20}{2.9} = 13.79 \text{ ton}$$

- Criterio Nro2: Vu para combinación de carga $2.5C_{sismo} + 1.25x(CM + CV)$

$$Vu = 2.5 \times 1.1 + 1.25 \times (0.9 + 0) = 3.82 \text{ ton}$$

Ahora calculando el aporte del concreto ϕV_c

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot \left(1 + \frac{335.5 \cdot 10}{140 \cdot 30 \cdot 80}\right) \cdot 30 \cdot 74 = 16.92 \text{ ton}$$

Vemos que ϕV_c (16.92 ton) $\geq V_{cap1}$ (3.82 ton) por ello se usarán los estribos mínimos.

Distribución de estribos

Finalmente, usando los mismos cálculos de estribos mínimos realizado para la columna C-06, la distribución final de estribos con estribos $\phi 3/8''$ 1@0.05 m; 8@0.10 m; Rto. @ 0.25 en ambos extremos para todos los pisos. Como la distribución de aceros ya es la mínima para la sección, ya no será necesario repetir el procedimiento para cada piso porque resultaría en el mismo diseño.

| | TIPO NIVEL | C-03-04-05-06-07 |
|----------|-------------|------------------|
| CONCRETO | AZOTEA | |
| | 5° 6° 7° | |
| | 1° 2° 3° 4° | |

Figura 60 Detalle del refuerzo para la viga C-06
 Nota: Fuente Propia

Capítulo 7: Diseño de placas

Para este proyecto, las placas son uno de los elementos estructurales más importantes porque tienen la responsabilidad de absorber la mayor parte de las fuerzas sísmicas. Las placas aportan al edificio la mayor parte de su rigidez y su diseño controla los desplazamientos laterales de la estructura.

El diseño de placas esbeltas consiste en un análisis por flexo compresión y cortante. En caso de que sean placas no esbeltas el diseño es similar al de una viga de gran peralte.

Procedimiento de diseño

Diseño por Flexocompresión

El diseño por flexo compresión consiste en dibujar el diagrama de interacción de la placa, siguiendo el mismo procedimiento planteado en columnas. Sin embargo, para las placas, el refuerzo consistirá en núcleos confinados en los extremos y una malla uniforme central. Los núcleos confinados requieren un diseño especial debido a que son los responsables de soportar la mayor parte de las cargas actuantes.

Elementos de borde en muros estructurales de concreto armado.

Según el Artículo 21.9.7.4 de la norma E.060, las placas requieren núcleos de confinamiento cuando se cumplen uno de los siguientes criterios.

$$C \geq \frac{lm}{600 \cdot \left(\frac{\Delta u}{hm}\right)} ; \frac{\Delta u}{hm} \geq 0.005$$

Adicionalmente, los núcleos confinados deben satisfacer los requerimientos del Artículo 21.9.7.6 de la norma E.060.

Longitud de confinamiento para núcleos confinados.

El Artículo 21.9.7.4 de la norma E.060 establece que los refuerzos de elementos confinados de borde deben extenderse verticalmente desde la sección crítica a una distancia no menor que el mayor valor entre l_m y $M_u/4V_u$.

Diseño por cortante.

La norma E.060 en su Artículo 11.10.3 al 11.10.10 establece las siguientes consideraciones para el diseño por corte en placas.

Cálculo de la fuerza cortante del concreto

La cortante del concreto en placas se calcula usando los criterios del Artículo 11.10.5 de la Norma E.060.

$$V_c = \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L$$

Cálculo de la fuerza cortante por capacidad

En estructuras de muros de concreto armado ($R=6$), la cortante en placas se diseña por capacidad y las fuerzas cortantes obtenidas del análisis estructural deberán corregirse para que la falla se genere por flexión o flexocompresión y se genere antes que las fallas por corte. Para ello, la Norma E.060 en su Artículo 21.9.5.3 que se debe cumplir lo siguiente:

$$V_u \geq V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \quad \text{y} \quad \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

Además, se agregará la provisión que $1.11 \leq \left(\frac{M_n}{M_u} \right)$ para agregar seguridad a la estructura. Esto es una práctica común que se usara en la presente tesis.

Cálculo de la cortante nominal de la sección.

Se debe verificar que el valor de “ V_n ” no exceda un límite máximo como se muestra a continuación:

$$V_n = V_c + V_s$$
$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L$$

Cálculo del refuerzo en las zonas fuera de los núcleos de confinamiento.

Para los refuerzos verticales y horizontales fuera de los núcleos de confinamiento se empleará mallas siguiendo los criterios de la Norma E.060 en su Artículo 11.10.7, el cual

determina cuantías mínimas de refuerzo para evitar la fisuración y límites de espaciamiento entre estos.

- $Vu \leq \frac{\Phi Vc}{2}$
- ✓ $\rho_{\text{vertical}} \text{ mínima} \geq 0.0015$; Si $\rho_{\text{vertical}} \geq 0.01$; entonces, el refuerzo debe ser confinado
- ✓ $\rho_{\text{horizontal}} \text{ mínimo} \geq 0.002$
- ✓ El espaciamiento vertical u horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.
- $Vu \geq \frac{\Phi Vc}{2}$
- ✓ $\rho_{\text{vertical}} \text{ mínima} \geq 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - hm/lm)$
- ✓ $(\rho_{\text{horizontal}} - 0.0025) \geq 0.0025$
- ✓ $\rho_{\text{horizontal}} \text{ mínimo} \geq Vs/fy \cdot t \cdot d \geq 0.0025$
- ✓ El espaciamiento vertical u horizontal no debe exceder tres veces el espesor del muro ni de 40 cm.

Además, en caso la placa tenga un espesor mayor a 20 cm, se empleará dos capas mallas.

Ejemplo de diseño por flexocompresión de la placa PL-01

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño para la Placa PL-01, ubicada entre los ejes 1/A-B.

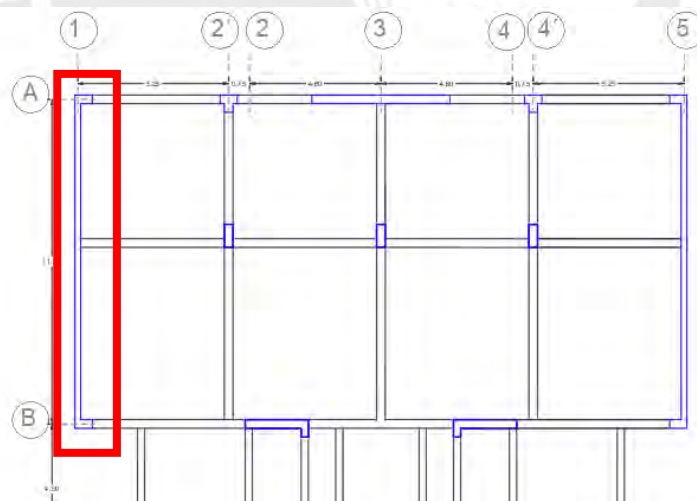


Figura 61 PL-01 seleccionada para el ejemplo
Nota: Fuente Propia

Del análisis estructural se obtiene el siguiente la Tabla 79 para cargas internas en la placa PL-01, de la cual se calcularán las cargas de diseño.

Tabla 79 Cargas internas del análisis estructural de la placa PL-01

| Piso | Carga | P (ton) | V2 (ton) | V3 (ton) | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) |
|-------|----------|---------|----------|----------|-------------|-------------|
| Piso1 | Muerta | -314.80 | -4.70 | 2.30 | 3.20 | -272.50 |
| Piso1 | Viva | -44.20 | -0.80 | 0.30 | 0.50 | -48.80 |
| Piso1 | SISDISXX | 95.40 | 35.10 | 16.30 | 49.80 | 784.90 |
| Piso1 | SISDISYY | 22.80 | 228.40 | 4.80 | 12.70 | 4058.00 |

Nota: Fuente Propia

Altura total de la placa: 21.50m, longitud de la placa: 11.6 m, entonces la relación hm/lm = 2.14 y esta última es mayor 1. Por lo tanto, la norma nos señala que, si la relación entre la altura total de la placa y su longitud es mayor a 1, entonces, es un muro esbelto y se diseña por flexo-compresión.

Diseño por Flexocompresión

Obtenemos las cargas últimas de acuerdo con las combinaciones de la Norma E.060.

Tabla 80 Combinación de cargas para la Placa PL-01

| SISMO XX | Combinación de carga | P (ton) | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) |
|----------|----------------------|---------|-------------|-------------|
| | 1.4CM+1.7CV | 515.86 | 5.33 | -464.46 |
| | 1.25CM+1.25CV+SX | 544.15 | 54.43 | 383.28 |
| | 1.25CM+1.25CV-SX | 353.35 | -45.18 | -1186.53 |
| | 0.9CM+SX | 378.72 | 52.68 | 539.65 |
| | 0.9CM-SX | 187.92 | -46.92 | -1030.15 |
| SISMO YY | Combinación de carga | P (ton) | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) |
| | 1.4CM+1.7CV | 515.86 | 5.33 | -464.46 |
| | 1.25CM+1.25CV+SX | 471.55 | 17.33 | 3656.38 |
| | 1.25CM+1.25CV-SX | 425.95 | -8.08 | -4459.63 |
| | 0.9CM+SX | 306.12 | 15.58 | 3812.75 |
| | 0.9CM-SX | 260.52 | -9.82 | -4303.25 |

Nota: Fuente Propia

En la Figura 62 y Figura 63 se muestra los diagramas de interacción para las dos direcciones de sismo.

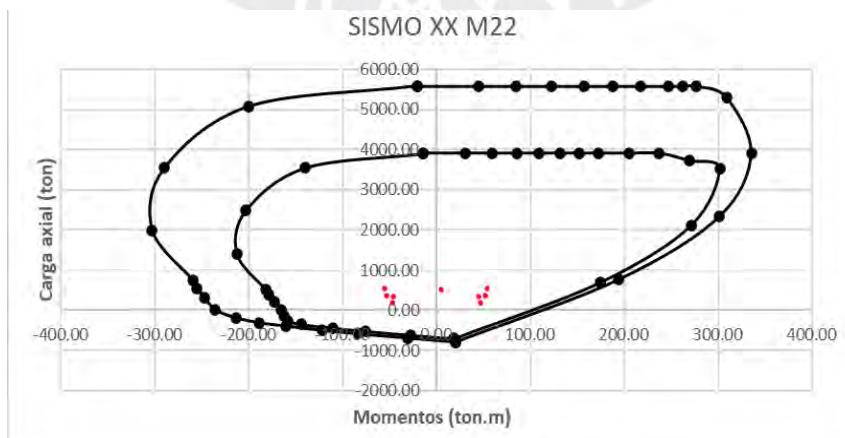


Figura 62 Diagrama de iteración para PL-01 para sismo en X-X

Nota: Fuente Propia

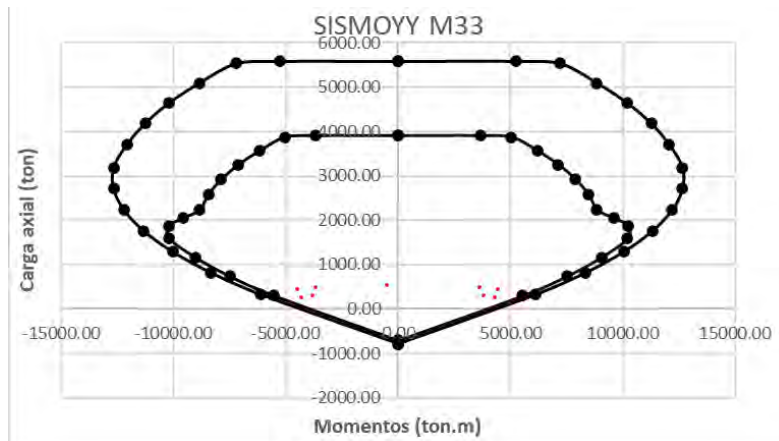


Figura 63 Diagrama de iteración para PL-01 para sismo en Y-Y
Nota: Fuente Propia

Se observa que los puntos rojos (M_u , P_u) se encuentran dentro del anillo interno que representa la resistencia por diseño de la sección (ϕM_n , ϕP_n), lo cual significa que la placa será capaz de resistir las cargas de gravedad y solicitaciones sísmicas.

Diseño por Corte.

Los estribos colocados tendrán un espaciamiento en los núcleos, el cual no debe exceder del menor valor de los siguientes:

- $10 d_b = 19.1 \text{ cm.} \rightarrow 15 \text{ cm}$
- La menor dimensión de la sección transversal del núcleo = 20 cm.
- 25 cm.

Finalmente usaremos un espaciamiento de 15 cm para el refuerzo por cortante en los núcleos confinados. La fuerza cortante de diseño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_u} \right); \quad 1.11 \leq \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

$$V_u = 228.4 \cdot \left(\frac{6000}{4058} \right); \quad 1.11 \leq \left(\frac{6000}{4058} \right) \leq (R = 6)$$

$$V_u = 228.4 \cdot (1.48) = 337.7 \text{ ton}; \quad 1.11 \leq \left(\frac{6000}{4058} \right) = 1.48 \leq 6$$

Ahora, la resistencia al corte del concreto depende de la relación de h_m (21.5m) y l_m (11.6m), entonces $h_m/l_m = 1.85 \rightarrow \alpha_c = 0.59$, se calcula la resistencia del concreto al corte:

$$V_c = \alpha \cdot \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.59 \cdot \sqrt{280} \cdot 20 \cdot (11.6 \cdot 0.8) = 155.75 \text{ ton}$$

Calculando el aporte del acero a la resistencia:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \frac{\phi V_c}{\phi} = \frac{337.7}{0.85} - \frac{155.75}{0.85} = 214.1 \text{ ton}$$

Luego, verificamos el límite para el valor de V_n ,

$$V_n = V_c + V_s = 214.1 + 183.2 = 397.3 \text{ ton}$$

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L = 2.6 \cdot \sqrt{280} \cdot 20 \cdot (11.6 \cdot 0.8) = 694.28 \text{ ton (cumple)}$$

La condición para las cuantías mínimas de las mallas será:

$$V_u (337.7) > \phi V_c (155.75)$$

Calculamos la cuantía del refuerzo horizontal:

✓ $\rho_{\text{horizontal}} \text{ mínimo} \geq 0.0025$ (para $V_u > \phi V_c$)

✓ $\rho_{\text{horizontal}} = V_s / f_y \cdot t \cdot d$

$$\rho_h = \frac{214.1 \cdot 1000}{4200 \cdot 20 \cdot (0.8 \cdot 1160)} = 0.00275$$

Para 2 caras de aceros de 3/8"

$$s_h = \frac{1.42}{0.00275 \cdot 100 \cdot 20} = 25.85 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Calculamos la cuantía del refuerzo vertical:

✓ $\rho_{\text{vertical}} \text{ mínimo} \geq 0.0025$ (para $V_u > \phi V_c$)

Para 2 caras de aceros de 3/8"

$$s_v = \frac{1.42}{0.0025 \cdot 100 \cdot 20} = 28.4 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

✓ $\rho_{\text{vertical}} = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - h_m/l_m) (\rho_h - 0.0025)$

$$\rho_{\text{vertical}} = 0.025 + 0.5 \cdot (2.5 - 1.85) \cdot (0.00275 - 0.0025) = 0.00258$$

$$s_v = \frac{1.42}{0.00258 \cdot 100 \cdot 20} = 27.5 \text{ cm} \rightarrow 25 \text{ cm}$$

Finalmente, la malla horizontal con acero de 3/8" tendrá un espaciamiento de 25 cm y

la malla vertical un espaciamiento de 25cm

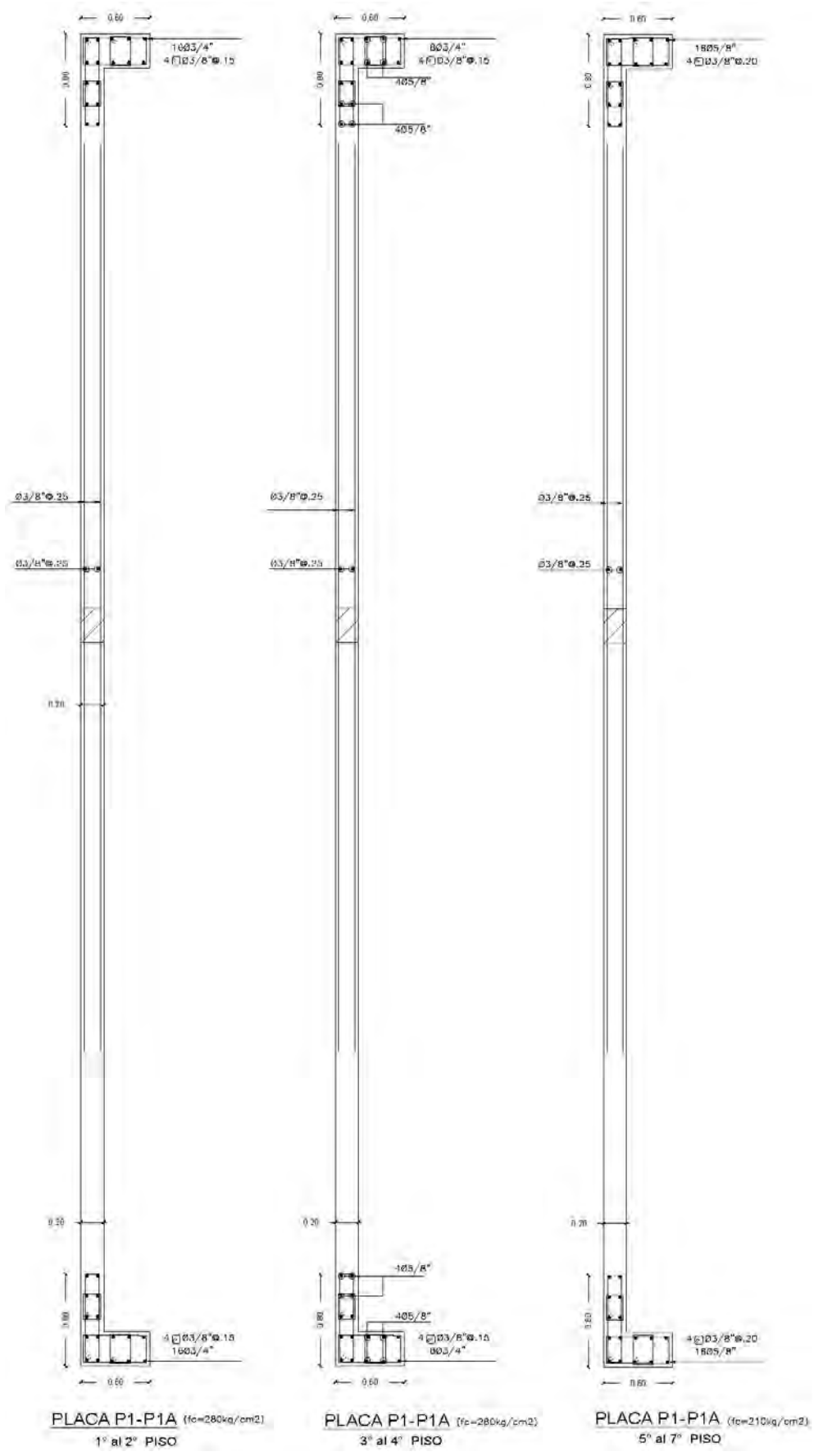


Figura 64 Detalle del refuerzo para las placas P1-P1A
 Nota: Fuente Propia

Ejemplo de diseño por flexocompresión de la placa PL-06

A manera de ejemplo se desarrollará el diseño para la Placa PL-06, ubicada entre los ejes 2-3/D-E.

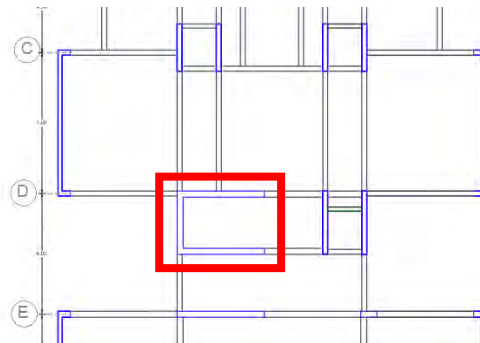


Figura 65 Placa PL-06 a diseñar
Nota: Fuente Propia

Del análisis estructural se obtiene el siguiente la Tabla 81 para cargas internas en la placa PL-06, de la cual se calcularán las cargas de diseño.

Tabla 81 Cargas internas del análisis estructural de la placa PL-06

| Piso | Carga | P (ton) | V2 (ton) | V3 (ton) | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) |
|-------|----------|---------|----------|----------|-------------|-------------|
| Piso1 | Muerta | -466.60 | -2.00 | -8.00 | -36.90 | 8.90 |
| Piso1 | Viva | -64.50 | -0.20 | -1.20 | -5.50 | 8.40 |
| Piso1 | SISDISXX | 139.00 | 322.40 | 5.40 | 61.10 | 3086.10 |
| Piso1 | SISDISYY | 18.00 | 38.40 | 53.10 | 602.80 | 322.60 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por Flexocompresión.

Obtenemos las cargas últimas actuantes de acuerdo con las combinaciones especificadas por la Norma E.060.

Tabla 82 Combinación de cargas para la Placa PL-06

| | Combinación de carga | P (ton) | M22 (ton.m) | M33 (ton.m) |
|------------------|----------------------|-------------|-------------|-------------|
| | SISMO XX | 1.4CM+1.7CV | 762.89 | -61.01 |
| 1.25CM+1.25CV+SX | | 802.88 | 8.10 | 3107.73 |
| 1.25CM+1.25CV-SX | | 524.88 | -114.10 | -3064.48 |
| 0.9CM+SX | | 558.94 | 27.89 | 3094.11 |
| 0.9CM-SX | | 280.94 | -94.31 | -3078.09 |
| SISMO YY | | 1.4CM+1.7CV | 762.89 | -61.01 |
| | 1.25CM+1.25CV+SX | 681.88 | 549.80 | 344.23 |
| | 1.25CM+1.25CV-SX | 645.88 | -655.80 | -300.98 |
| | 0.9CM+SX | 437.94 | 569.59 | 330.61 |
| | 0.9CM-SX | 401.94 | -636.01 | -314.59 |

Nota: Fuente Propia

En la Figura 66 y Figura 67 se muestra los diagramas de interacción para las dos direcciones de sismo. En la Figura 66, a pesar de que los puntos rojos (M_u , P_u) se ubican cerca

al anillo interno que representa la resistencia por diseño de la sección (ϕM_n , ϕP_n), este sigue siendo un diseño permitido por la norma E.060.

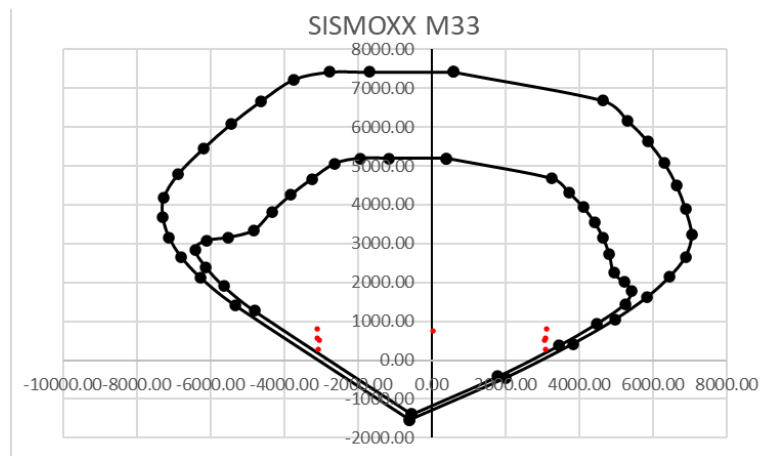


Figura 66 Diagrama de iteración para PL-06 para sismo en X-X
Nota: Fuente Propia

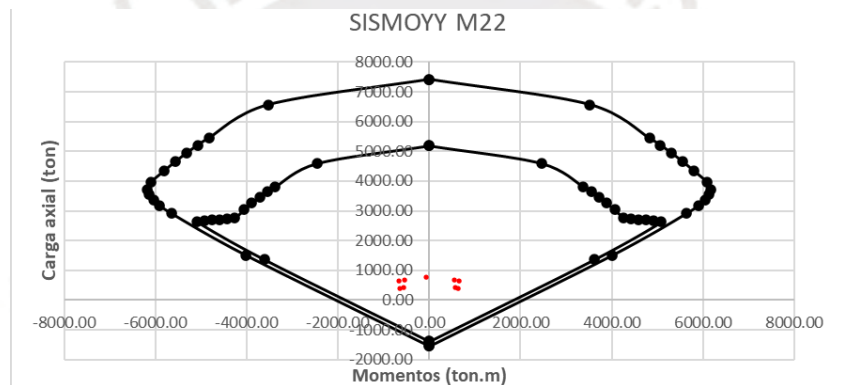


Figura 67 Diagrama de iteración para PL-06 para sismo en Y-Y
Nota: Fuente Propia

Diseño por Corte

Los estribos colocados tendrán un espaciamiento en los núcleos, el cual no debe exceder del menor valor de los siguientes:

- $10 d_b = 25.4 \text{ cm.} \rightarrow 25.4 \text{ cm}$
- La menor dimensión de la sección transversal del núcleo = 30 cm.
- 25 cm.

Usaremos un espaciamiento mínimo de 25 cm para el refuerzo por cortante en los núcleos.

Diseño por capacidad para un sismo en X-X

La fuerza cortante de diseño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_u} \right); \quad 1.11 \leq \left(\frac{M_n}{M_u} \right) \leq R$$

$$V_u = 322.4 \cdot \left(\frac{3200}{3086}\right); \quad 1.11 \leq \left(\frac{3200}{3086}\right) \leq (R = 6)$$

$$V_u = 322.4 \cdot (1.11) = 358.2 \text{ ton}; \quad 1.11 \leq \left(\frac{3200}{3086}\right) = 1.04 \leq 6$$

$$\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot (8.7 \cdot 0.8) = 155.91 \text{ ton}$$

Calculando el aporte del acero a la resistencia:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - \frac{\phi V_c}{\phi} = \frac{358.2}{0.85} - \frac{155.9}{0.85} = 237.75 \text{ ton}$$

Verificamos el límite para el valor de V_n .

$$V_n = V_c + V_s = 205.4 + 155.9 = 421.2 \text{ ton}$$

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} \cdot t \cdot L = 2.6 \cdot \sqrt{280} \cdot 20 \cdot (11.6 \cdot 0.8) = 861.9 \text{ ton (cumple)}$$

La condición para las cuantías mínimas de las mallas será:

$$V_u (358.2) > \phi V_c (155.9)$$

Calculamos la cuantía del refuerzo horizontal:

- ✓ $\rho_{\text{horizontal}} \text{ mínimo} \geq 0.0025$ (para $V_u > \phi V_c$)
- ✓ $\rho_{\text{horizontal}} = V_s / f_y \cdot t \cdot d$

$$\rho_h = \frac{237.75 \cdot 1000}{4200 \cdot 30 \cdot (0.8 \cdot 960)} = 0.00271$$

Para 2 caras de aceros de 3/8"

$$s_h = \frac{1.42}{0.00271 \cdot 100 \cdot 30} = 17.3 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

Calculamos la cuantía del refuerzo vertical:

- ✓ $\rho_{\text{vertical}} \text{ mínimo} \geq 0.0025$ (para $V_u > \phi V_c$)
- ✓ $\rho_{\text{vertical}} = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - h_m/l_m) (\rho_h - 0.0025)$
 $\rho_{\text{vertical}} = 0.025 + 0.5 \cdot (2.5 - 2.4) \cdot (0.00271 - 0.0025) = 0.0025$

Para 2 caras de aceros de 3/8"

$$s_v = \frac{1.42}{0.0025 \cdot 100 \cdot 20} = 18.9 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

Finalmente, la malla horizontal con acero de 3/8" en la dirección X-X, tendrá un espaciamiento de 15 cm y la malla vertical un espaciamiento de 15 cm

Diseño por capacidad para un sismo en Y-Y

La fuerza cortante de diseño se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_u = V_{ua} \cdot \left(\frac{M_n}{M_u}\right); \quad \left(\frac{M_n}{M_u}\right) \geq R$$

$$Vu = 53.1 \cdot \left(\frac{3000}{878}\right); \left(\frac{2300}{602.8}\right) \geq R = 3.82$$

$$Vu = 53.1 \cdot (3.82) = 202.6 \text{ ton}; \left(\frac{3000}{878}\right) = 3.42 \geq 1.11$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot (3.15 \cdot 0.8) = 56.7 \text{ ton}$$

Calculando el aporte del acero a la resistencia:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - \frac{Vc}{\phi} = \frac{202.6}{0.85} - \frac{67.05}{0.85} = 171.31 \text{ ton}$$

Verificamos el límite para el valor de Vn.

$$Vn = Vc + Vs = 159.47 + 67 = 226.5 \text{ ton}$$

$$Vn \leq 2.6 \sqrt{f'c} \cdot t \cdot L = 2.6 \cdot \sqrt{280} \cdot 30 \cdot (3.15 \cdot 0.8) = 282.8 \text{ ton (cumple)}$$

La condición para las cuantías mínimas de las mallas será:

$$Vu (202.6) > \phi Vc (56.7)$$

Calculamos la cuantía del refuerzo horizontal:

✓ $\rho_{\text{horizontal}} \text{ mínimo} \geq 0.0025$ (para $Vu > \phi Vc$)
Para 2 caras de aceros de 3/8"

$$sh = \frac{1.42}{0.0025 \cdot 100 \cdot 30} = 18.9 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

✓ $\rho_{\text{horizontal}} = Vs / fy \cdot t \cdot d$
Para 2 caras de aceros de 1/2"

$$\rho_h = \frac{171.31 \cdot 1000}{4200 \cdot 30 \cdot (0.8 \cdot 315)} = 0.0054$$

$$sh = \frac{2.58}{0.0054 \cdot 100 \cdot 30} = 15.94 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

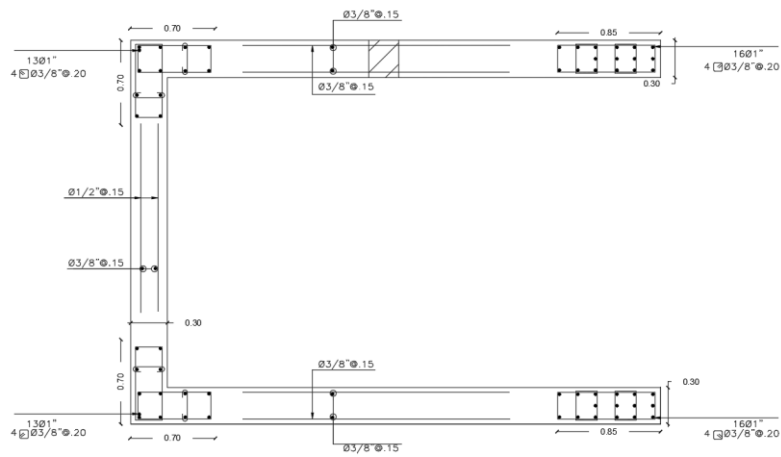
Calculamos la cuantía del refuerzo vertical:

✓ $\rho_{\text{vertical}} \text{ mínimo} \geq 0.0025$ (para $Vu > \phi Vc$)
Para 2 caras de aceros de 3/8"

$$sv = \frac{1.42}{0.0025 \cdot 100 \cdot 20} = 18.9 \text{ cm} \rightarrow 15 \text{ cm}$$

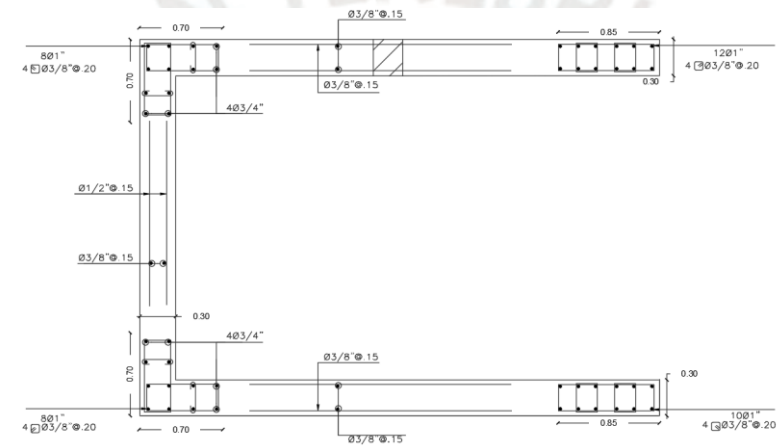
✓ $\rho_{\text{vertical}} = 0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - hm/lm) (\rho_h - 0.0025)$
 $\rho_{\text{vertical}} = |0.0025 + 0.5 \cdot (2.5 - 6.83) \cdot (0.0054 - 0.0025)| = 0.0025$

Finalmente, la malla horizontal con acero de 1/2'' en la dirección Y-Y, tendrá un espaciamiento de 15 cm y la malla vertical un espaciamiento de 15 cm con acero de 3/8''.



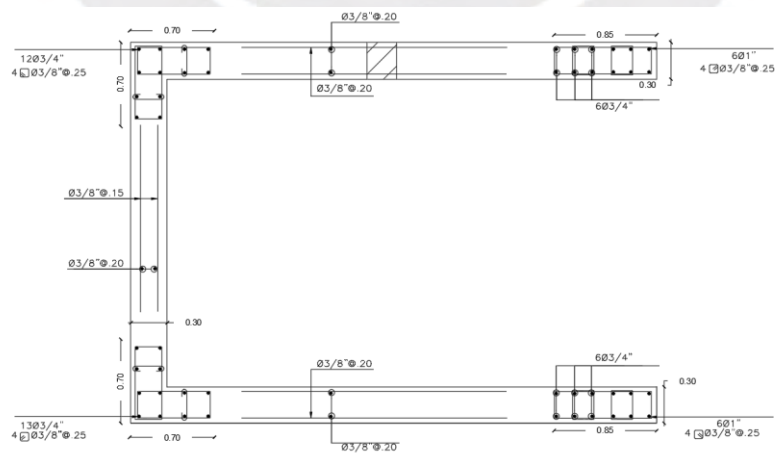
PLACA P6 ($f_c=280\text{kg/cm}^2$)
1° al 2° PISO

Figura 68 Detalle del refuerzo para la placa P6 del primer al segundo piso
Nota: Fuente Propia



PLACA P6 ($f_c=280\text{kg/cm}^2$)
3° al 4° PISO

Figura 69 Detalle del refuerzo para la placa P6 del tercer al cuarto piso
Nota: Fuente Propia



PLACA P6 ($f_c=210\text{kg/cm}^2$)
5° al 7° PISO

Figura 70 Detalle del refuerzo para la placa P6 del quinto al séptimo piso
Nota: Fuente Propia

Capítulo 8: Diseño de la cimentación

Las cimentaciones como elementos estructurales se encargan de transmitir las cargas y momentos procedentes de columnas y muros hacia el suelo. Para estas estructuras se deberá verificar que no se exceda la capacidad portante del suelo y evitar asentamientos diferenciales. La cimentación superficial del proyecto estará compuesta por zapatas aisladas y combinadas.

El procedimiento de diseño está inspirado en el libro “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”, Harmsen Teodoro E, 2002.

Características del terreno y propiedades del suelo

Del estudio de suelos se obtienen las siguientes propiedades del suelo.

- Grava mal graduada.
- Capacidad de carga admisible del suelo: 5 kg/cm².
- Profundidad para alcanzar la grava mal graduada: 1 metro

Debido que el terreno lo permite, todas las zapatas perimetrales se pueden diseñar como zapatas aisladas, por lo que no es necesario hacer zapatas excéntricas.

Procedimiento de diseño de cimentaciones

Dimensionamiento.

El dimensionamiento debe permitir que, la carga actuante en servicio dividida entre el área de la zapata sea menor al esfuerzo admisible. Para sismos, la norma E.060 en su Artículo 15.2.4 establece que la carga actuante entre el área de la zapata no debe exceder el 130% de la presión admisible del suelo. Asimismo, la norma E.060 en su Artículo 15.2.5, permite que las fuerzas sísmicas de análisis se reduzcan al 80%. Finalmente se trabaja con 90% del σ_{adm} , ya que no se consideró los momentos flectores en el dimensionamiento.

$$Area (sin sismo) = \frac{k \cdot (P_{cm} + P_{cv})}{0.9 \cdot \sigma_{adm}}$$

$$Area (con sismo) = \frac{k \cdot (P_{cm} + P_{cv}) + P_{sis}}{0.9 \cdot 1.3 \cdot \sigma_{adm}}$$

Donde, "k" es el factor de peso propio que depende del σ_{adm} . Como σ_{adm} es igual a 5 kg/cm², entonces el factor "k" será igual a 1.

Para la verificación de los esfuerzos admisibles se usarán las siguientes ecuaciones:

Cargas de gravedad

$$\sigma_{actuante} = \frac{(\sum P) \cdot k}{B \cdot L} \pm \frac{(6Mx)}{B \cdot L^2} \pm \frac{(6My)}{L \cdot B^2} \leq \sigma_{adm}$$

Cargas de sismo

$$\sigma_{act. sismoxx} = \frac{(\sum P \pm Psismoxx) \cdot k}{B \cdot L} \pm \frac{(6Mx \pm Msismoxx)}{B \cdot L^2} \leq 1.3 \cdot \sigma_{adm}$$

$$\sigma_{act. sismoxy} = \frac{(\sum P \pm Psismoxy) \cdot k}{B \cdot L} \pm \frac{(6My \pm Msismoxy)}{L \cdot B^2} \leq 1.3 \cdot \sigma_{adm}$$

Amplificación del esfuerzo actuante.

Los factores de amplificación de las fuerzas actuantes son de 1.6 y 1.25 para cargas por gravedad y sismo respectivamente.

Verificación por Punzonamiento.

El diseño por cortante se verifica usando las siguientes formulas obtenidas por Teodoro Harmsen, (2002, capítulo 12.5.3, pág. 327).

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$Vu = \sigma_u (A - A_o)$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 1.06 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

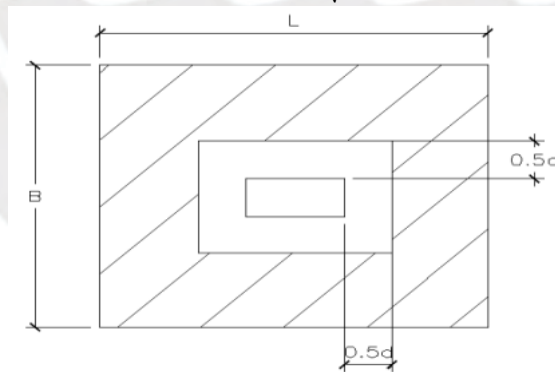


Figura 71 Esquema de las dimensiones a considerar en el diseño por punzonamiento

Nota: Fuente Propia

Verificación por Corte.

El diseño por cortante se verifica usando las siguientes formulas obtenidas por Teodoro Harmsen, (2002, capítulo 12.5.3 pág. 325-326).

$$Vu \leq \phi Vc$$

$$Vu = \sigma_u \cdot B \cdot (Volado - d)$$

$$\phi Vc = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

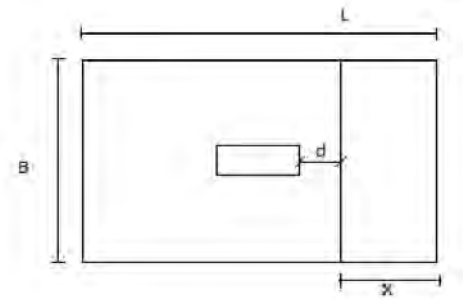


Figura 72 Sección crítica por corte
Nota: Fuente Propia

Diseño por flexión

El diseño por cortante se verifica usando las siguientes formulas obtenidas por Teodoro Harmsen, (2002, capítulo 12.5.4 pág. 328-329).

Dirección X-X

$$Mu = \frac{\sigma u \cdot x^2 \cdot B}{2}$$

Dirección Y-Y

$$Mu = \frac{\sigma u \cdot y^2 \cdot L}{2}$$

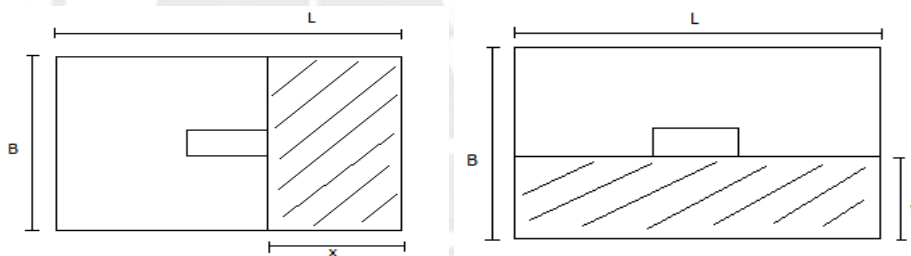


Figura 73 Sección crítica por flexión en la dirección X-X y Y-Y
Nota: Fuente Propia

Ejemplo de diseño la zapata aislada Z-9

Para el ejemplo, mostraremos el diseño para la zapata Z-9 (Véase Figura 74), la cual carga la columna C-4 (0.30x0.80m).

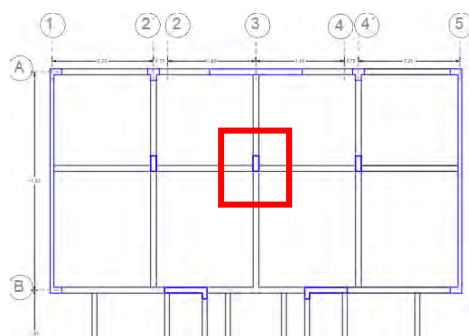


Figura 74 Vista en planta de las placas apoyadas en zapata Z-9
Nota: Fuente Propia

Del programa ETABS se obtienen los valores de fuerza axial y momento para el caso muerto, vivo y sísmico en ambas direcciones:

Tabla 83 Cargas para el diseño de la zapata Z-9

| Cargas de gravedad | | | | Cargas Sismo | | | |
|--------------------|-----------|------|------|--------------|-------|-------|-------|
| Pd | 189.5 | P1 | 46.6 | PSX | -0.08 | PSY | 2.16 |
| Mdy | -0.01672 | Mdxx | 3.1 | MSXyy | -2.24 | MSYxx | -3.12 |
| Mly | -0.003873 | Mlxx | 0.5 | | | | |

Nota: Fuente Propia

Primer calculamos el área tentativa

- Área tentativa = 5.27m²

Para efectos de simplicidad se elige un juego de dimensiones que originen volados de igual magnitud y a su vez que cumplan con el área demandada:

- B = 2.5 m
- L = 2.0 m
- Área = B*L = 5 m²

1^{ra} Verificación (Momentos sin sismo)

Se procede a verificar las presiones en la zapata:

$$\sigma_X = \frac{(195.6 + 47.7) * 1}{5.46} \pm \frac{6 * (-0.0016 - 0.0038)}{(2.0 * 2.5^2)} = [47.21; 47.23]$$

$$\sigma_Y = \frac{(195.6 + 47.7) * 1}{5.46} \pm \frac{6 * (0.31 - 0.5)}{(2.5 * 2.0^2)} = [47.6; 46.83]$$

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 50 ton/m²

2^{da} Verificación (Momentos con sismo)

Para el sismo en dirección X:

$$\sigma_X = \frac{(195.6 + 47.7 \pm (-0.08)) * 1}{5.46} \pm \frac{6 * (-0.0016 - 0.0038 \pm (-2.24))}{(2.0 * 2.5^2)}$$

$$= [45.84; 48.56; 48.56; 48.56; 45.9]$$

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 65 ton/m²

Para el sismo en dirección Y:

$$\sigma_Y = \frac{(195.6 + 47.7 \pm (2.16)) * 1}{5.46} \pm \frac{6 * (-0.0016 - 0.0038 \pm (-3.12))}{(2.0 * 2.5^2)} = [46.54; 48.76; 48.67; 44.9]$$

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 65 ton/m²

Calcular el esfuerzo último en la zapata

Para el cálculo del esfuerzo de diseño se multiplicará por un factor de 1.25 a las presiones del caso sísmico y por un factor de 1.6 a las presiones que no consideran el sismo. Los esfuerzos amplificados se pueden visualizar en la Tabla 84 y el esfuerzo de diseño será 76.17 ton/m²

Tabla 84 Esfuerzos amplificados de la Zapata Z-9

| | |
|---|-------|
| σ sin sismo (ton/m ²) | 76.17 |
| σ sismo en X (ton/m ²) | 60.71 |
| σ sismo en Y (ton/m ²) | 60.95 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por punzonamiento.

Asumiendo d (peralte efectivo) = 60cm, se obtienen los siguientes resultados:

- $B_o = 4.6\text{m}$
- $A_o = 1,26\text{m}$
- $V_u = 284.89\text{ ton}$
- $\Phi V_c = 416.11\text{ ton}$ (Cumple $\Phi V_c > V_u$)

Diseño por cortante.

Para d = 60cm

- $V_u = 76.17 \times 2 \times ((2.5 - 0.8/2) - 0.6) = 38.09\text{ ton}$
- $\Phi V_c = 0.85 \times (1.06 \times \sqrt{280} \times 0.6 \times 2) = 90.46\text{ ton}$ (Cumple $\Phi V_c > V_u$)

Diseño por flexión.

Análisis en dirección X:

- $M_u = \frac{76.17 * 2 * (\frac{2.5 - 0.8}{2})^2}{2} = 68.79\text{ ton.m}$
- $A_s = 30.89\text{ cm}^2$
- $A_s \text{ mín} = 10.8\text{ cm}^2/\text{m}$

Análisis en dirección Y:

- $M_u = \frac{76.17 * 2.5 * (\frac{2 - 0.3}{2})^2}{2} = 55.03\text{ ton.m}$
- $A_s = 24.71\text{ cm}^2$
- $A_s \text{ mín} = 10.8\text{ cm}^2/\text{m}$

Espaciamiento, usando acero de 5/8'', será cada 16.2cm. Por ende, usaremos 15cm.

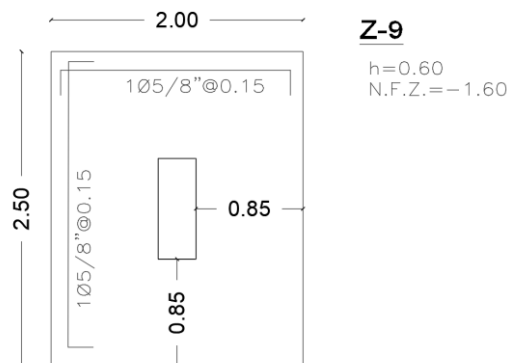


Figura 75 Detalle del refuerzo para la zapata Z-9

Nota: Fuente Propia

Ejemplo de diseño la zapata combinada Z-1

En esta sección mostraremos el diseño para la zapata combinada Z-1 (Véase Figura 76). Se requirió una zapata combinada porque la placa PL-01 (Eje 1/A-B) no podía ser diseñada como una zapata aislada, requiriendo una zapata aislada de excesivas dimensiones. Esto se ocurrió porque la placa PL-01 no poseía suficiente carga axial y las fuerzas de sismo producían un gran riesgo al volteo.

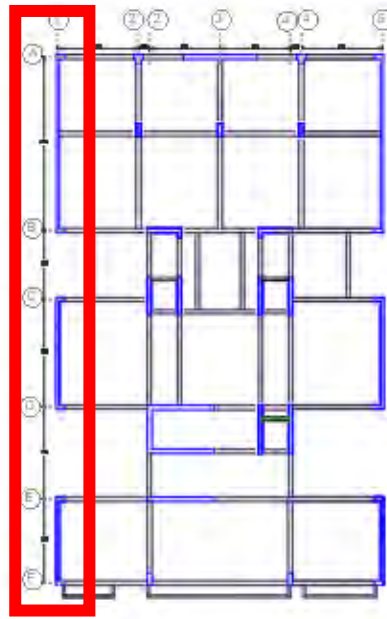


Figura 76 Vista en planta de las placas apoyadas en zapata Z-1
Nota: Fuente Propia

El diseño para una zapata combinada sigue los mismos criterios que se usan para zapatas aisladas. Esto es posible porque el modelo simplificado de la zapata combinada es una zapata aislada con todas las fuerzas y momentos convergentes al centro geométrico de la zapata. A continuación, mostraremos las cargas en la zapata debido a las placas PL-01, PL-02 y PL-03.

Tabla 85 Cargas en las bases de los elementos estructurales en la Zapata Z-1

| PL1 | | SismoXX | | SismoYY | |
|----------|--------|------------|--------|------------|---------|
| Pm (ton) | 316.1 | Mmx(ton.m) | -9.9 | Mmy(ton.m) | -22.66 |
| Pv (ton) | 44.7 | Mvx(ton.m) | -0.6 | Mvy(ton.m) | -35.8 |
| | | Msx(ton.m) | -39.36 | Msy(ton.m) | 3447.8 |
| | | Psx (ton) | 75.44 | Psy (ton) | -18.88 |
| PL2 | | SismoXX | | SismoYY | |
| Pm (ton) | 228.90 | Mmx(ton.m) | -12.10 | Mmy(ton.m) | -2.93 |
| Pv (ton) | 31.50 | Mvx(ton.m) | -0.50 | Mvy(ton.m) | -7.60 |
| | | Msx(ton.m) | -29.68 | Msy(ton.m) | 1204.16 |
| | | Psx (ton) | 18.08 | Psy (ton) | 4.72 |

| PL3 | | SismoXX | | SismoYY | |
|----------|-------|------------|-------|------------|--------|
| Pm (ton) | 181.1 | Mmx(ton.m) | -10.4 | Mmy(ton.m) | -3.07 |
| Pv (ton) | 24.1 | Mvx(ton.m) | -1.5 | Mvy(ton.m) | -5.6 |
| | | Msx(ton.m) | 38.48 | Msy(ton.m) | 745.84 |
| | | Psx (ton) | -58 | Psy (ton) | -12.56 |

Nota: Fuente Propia

Luego, se calcula el centroide geométrico de la zapata combinada usando la siguiente fórmula para el caso sin sismo.

$$X_g = \frac{\sum MsismoXX}{\sum F}$$

$$Y_g = \frac{\sum MsismoYY}{\sum F}$$

Procedemos llevar todas las fuerzas al centroide geométrico, para esto usamos la siguiente usamos la tabla como guía y colocamos los resultados en la tabla.

Tabla 86 Formulas para cargas del diseño de zapata combinada

| FUERZAS EN EL C. G. | | | |
|---------------------|--|------------|--|
| P_D | $\sum P_D$ | P_L | $\sum P_D$ |
| MD_{yy} | $\sum MD_{yy} + \sum P_D \cdot d_{xi}$ | MD_{xx} | $\sum MD_{xx} + \sum P_D \cdot d_{yi}$ |
| ML_{yy} | $\sum ML_{yy} + \sum P_L \cdot d_{xi}$ | ML_{xx} | $\sum ML_{xx} + \sum P_L \cdot d_{yi}$ |
| P_{ix} | $\sum P_{ix}$ | P_{iy} | $\sum P_{iy}$ |
| MSX_{yy} | $\sum MSX_{yy} + \sum P_{ix} \cdot d_{xi}$ | MSY_{xx} | $\sum MSY_{xx} + \sum P_{iy} \cdot d_{yi}$ |

Nota: Fuente Propia

Tabla 87 Cargas para el diseño de la zapata Z-1

| Cargas | | | | | |
|----------|-------|------------|----------|------------|---------|
| Pm (ton) | 726.1 | Mmx(ton.m) | -1.6479 | Mmy(ton.m) | 17.32 |
| Pv (ton) | 100.3 | Mvx(ton.m) | 1.6479 | Mvy(ton.m) | -17.32 |
| | | Msx(ton.m) | -29.0556 | Msy(ton.m) | 5369.26 |
| | | Psx (ton) | 35.5200 | Psy (ton) | -26.72 |

Nota: Fuente Propia

Luego de obtener las cargas con sus debidos signos se procede a hallar un área tentativa sin considerar los efectos sísmicos:

- Área tentativa = 18.46 m^2
- B = 36.15 m
- L = 1.6 m
- Área = $B \cdot L = 57.84 \text{ m}^2$

1^{ra} Verificación (Momentos sin sismo)

Se procede a verificar las presiones en la zapata:

$$\sigma_X = [14.29; 14.29]$$

$$\sigma_Y = [14.29; 14.29]$$

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 50 ton/m^2

2^{da} Verificación (Momentos con sismo)

Para el sismo en dirección X:

$$\sigma_X = [13.02; 13.01; 16.78; 16.78]$$

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 65 ton/m²

Para el sismo en dirección Y:

$$\sigma_Y = [29.3; -1.58; -0.66; 30.15]$$

Debido que más de un esfuerzo resulta negativo, realizaremos una suposición de redistribución de presiones en forma constante; tal como los muestra la Figura 77 y los resultados se mostraran en la Tabla 88.

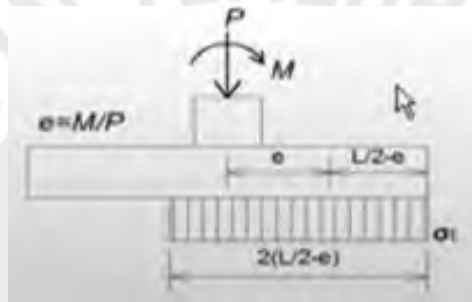


Figura 77 Suposición de redistribución de presiones en forma constante

Nota: Fuente Propia

Tabla 88 Suposición de redistribución de presiones en forma constante en la Z-1

| | sismo+ | sismo- |
|--|--------|---------|
| P (ton) | 799.7 | 853.1 |
| M_{yy} (ton.m) | 5369.3 | -5369.3 |
| e (m) | 6.7 | -6.3 |
| σ_y (ton/m²) | 22.0 | 22.6 |

Nota: Fuente Propia

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 65 ton/m²

Calcular el esfuerzo último en la zapata

Para el cálculo del esfuerzo de diseño se multiplicará por un factor de 1.25 a las presiones del caso sísmico y por un factor de 1.6 a las presiones que no consideran el sismo. Los esfuerzos amplificados se pueden visualizar en la Tabla 89 y el esfuerzo de diseño será 37.7 ton/m²

Tabla 89 Esfuerzos amplificados de la Zapata Z-1

| | |
|---|-------|
| σ _u sin sismo (ton/m ²) | 22.86 |
| σ _u sismo en X (ton/m ²) | 20.98 |
| σ _u sismo en Y (ton/m ²) | 37.70 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por punzonamiento.

Mediante iteraciones Calculamos el d (peralte efectivo) = 70cm y se tienen los siguientes resultados:

- $B_o=73.1$ m
- $A_o=45.83$ m
- $V_u=452$ ton
- $\Phi V_c = 7714.7$ ton (Cumple $\Phi V_c > V_u$)

Diseño por cortante.

Para $d = 70$ cm

- $V_u = 48.25$ ton
- $\Phi V_c = 84.43$ ton (Cumple $\Phi V_c > V_u$)

Diseño por flexión.

Análisis en dirección X:

- $M_u = \frac{37.7 \cdot 36.15 \cdot \left(\frac{1.6-0.6}{2}\right)^2}{2} = 170.3$ ton.m
- $A_s = 64.5$ cm²
- $A_s = 1.78$ cm²/m
- $A_s \text{ mín} = 12.6$ cm²/m

Análisis en dirección Y:

- $M_u = \frac{37.7 \cdot 1 \cdot \left(\frac{36.15-34.55}{2}\right)^2}{2} = 19.3$ ton.m
- $A_s = 16.48$ cm²
- $A_s = 4.58$ cm²/m
- $A_s \text{ mín} = 12.6$ cm²/m

Espaciamiento, usando acero de 3/4'', será cada 22.5cm. Por ende, usaremos 20cm.

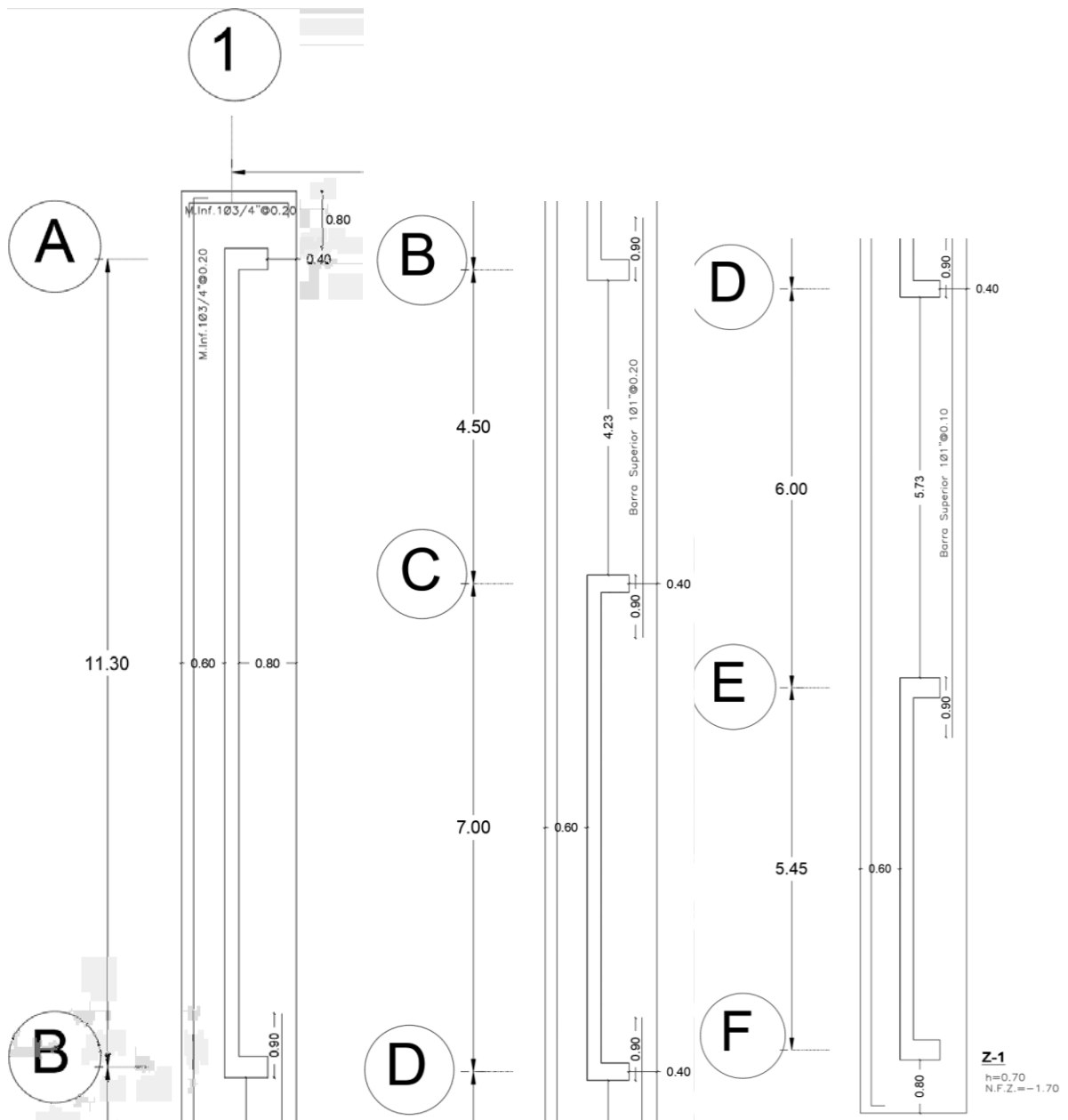


Figura 78 Detalle del refuerzo para la zapata Z-1
Nota: Fuente Propia

Ejemplo de diseño una zapata combinada Z-6

A continuación, se presentará el diseño de la zapata combinada, que representa la cimentación correspondiente a las placas PL-06, PL-07 y PL-07A ubicadas en los ejes 4-5/D-E (Véase Figura 79).

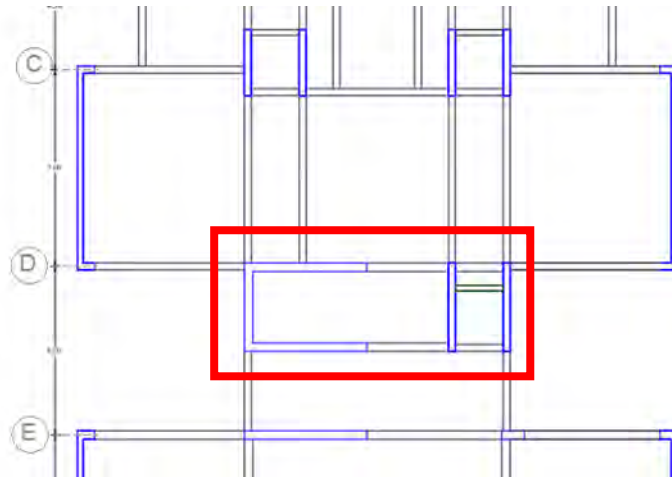


Figura 79 Vista en planta de las placas apoyadas en zapata Z-6
Nota: Fuente Propia

A continuación, mostraremos las cargas en la zapata debido a las placas PL-06, PL-07 y PL-07A en la Tabla 90.

Tabla 90 Cargas en las bases de los elementos estructurales en la Zapata Z-6

| PL6 | | SismoXX | | SismoYY | |
|-------------|--------|----------------|--------|----------------|--------|
| Pm (ton) | 466.6 | Mmx(ton.m) | 8.9 | Mmy(ton.m) | -36.9 |
| Pv (ton) | 64.5 | Mvx(ton.m) | 8.4 | Mvy(ton.m) | -5.5 |
| | | Msx(ton.m) | 2435.4 | Msy(ton.m) | 482.2 |
| | | Psx (ton) | -109.7 | Psy (ton) | -14.4 |
| PL7 | | SismoXX | | SismoYY | |
| Pm (ton) | 126.30 | Mmx(ton.m) | -7.30 | Mmy(ton.m) | -0.20 |
| Pv (ton) | 21.90 | Mvx(ton.m) | -1.40 | Mvy(ton.m) | -0.03 |
| | | Msx(ton.m) | 4.80 | Msy(ton.m) | -0.48 |
| | | Psx (ton) | 102.80 | Psy (ton) | -12.48 |
| PL7A | | SismoXX | | SismoYY | |
| Pm (ton) | 139.3 | Mmx(ton.m) | -10.1 | Mmy(ton.m) | 0.1 |
| Pv (ton) | 20.4 | Mvx(ton.m) | -1.4 | Mvy(ton.m) | -0.009 |
| | | Msx(ton.m) | 7.36 | Msy(ton.m) | -0.32 |
| | | Psx (ton) | 19.52 | Psy (ton) | -2.56 |

Nota: Fuente Propia

Luego, se calcula el centroide geométrico de la zapata combinada y los resultados al llevar todas las cargas al centro de gravedad se mostrarán en la Tabla 91.

Tabla 91 Cargas para el diseño de la zapata combinada Z-6

| Cargas | | | | | |
|----------|-------|------------|--------|------------|--------|
| Pm (ton) | 732.1 | Mmx(ton.m) | 65.9 | Mmy(ton.m) | -53.9 |
| Pv (ton) | 106.8 | Mvx(ton.m) | 89.4 | Mvy(ton.m) | -8.3 |
| | | Msx(ton.m) | 3138.8 | Msy(ton.m) | 625.04 |
| | | Psx (ton) | 12.64 | Psy (ton) | -10.56 |

Nota: Fuente Propia

Luego de obtener las cargas con sus debidos signos, se procede a hallar un área tentativa sin considerar los efectos sísmicos:

- Área tentativa = 18.74 m²
- B = 4.65 m
- L = 11 m
- Área = B*L = 51.15 m²

1^{ra} Verificación (Momentos sin sismo)

Se procede a verificar las presiones en la zapata:

$$\sigma X = [18.06; 14.74]$$

$$\sigma Y = [14.83; 17.97]$$

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 50 ton/m²

2^{da} Verificación (Momentos con sismo)

Para el sismo en dirección X:

$$\sigma X = [51.7; -18.48; -15.66; 47.9]$$

Debido que más de un esfuerzo resulta negativo, realizaremos una suposición de redistribución de presiones en formar constante; cuyos resultados se mostraran en la Tabla 92.

Tabla 92 Suposición de redistribución de presiones en formar constante en la Z-6 en la dirección X-X

| | sis mo+ | sis mo- |
|--------------------|---------|---------|
| P (ton) | 851.54 | 826.26 |
| Mxx (ton.m) | 3294.1 | -2983.5 |
| e (m) | 3.87 | -3.61 |
| σy (ton/m2) | 56.12 | 47.03 |

Nota: Fuente Propia

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 65 ton/m²

Para el sismo en dirección Y:

$$\sigma Y = [30; 1.99; -0.729; 33.94]$$

Debido que más de un esfuerzo resulta negativo, realizaremos una suposición de redistribución de presiones en forma constante; cuyos resultados se mostraran en la Tabla 93.

Tabla 93 Suposición de redistribución de presiones en forma constante en la Z-6 en la dirección Y-Y

| | sis mo+ | sis mo- |
|--|----------------|----------------|
| P (ton) | 828.34 | 849.46 |
| Myy (ton.m) | 562.84 | -687.24 |
| e (m) | 0.7 | -0.8 |
| σ_y (ton/m²) | 22.9 | 25.5 |

Nota: Fuente Propia

Verificamos los esfuerzos son menores que la presión admisible de 65 ton/m²

Calcular el esfuerzo último en la zapata

Para el cálculo del esfuerzo de diseño se multiplicará por un factor de 1.25 a las presiones del caso sísmico y por un factor de 1.6 a las presiones que no consideran el sismo. Los esfuerzos amplificados se pueden visualizar en la Tabla 94 y el esfuerzo de diseño será 70.15 ton/m²

Tabla 94 Esfuerzos amplificados de la Zapata Z-6

| | |
|---|-------|
| σ_u sin sismo (ton/m²) | 28.89 |
| σ_u sismo en X (ton/m²) | 70.15 |
| σ_u sismo en Y (ton/m²) | 42.43 |

Nota: Fuente Propia

Diseño por Cortante

Mediante iteraciones calculamos el d (peralte efectivo) = 80cm y se tienen las fuerzas cortantes a partir con un modelo simplificado ETABS, tal como se muestra en la Figura 63:

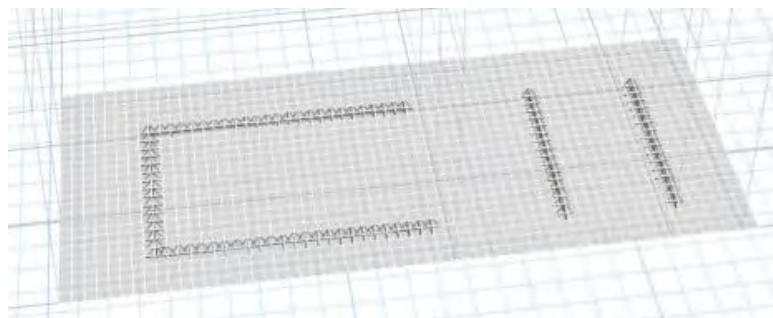


Figura 80 Modelo simplificado de la zapata combinada Z-6

Nota: Fuente Propia

El modelo es un elemento Slab con propiedades “Shell Tick” y la zapata fue dividida en recuadros de aproximadamente 20x20cm. Del cual se obtienen los siguientes resultados de fuerzas cortantes y deformada que se ven en la Figura 81.

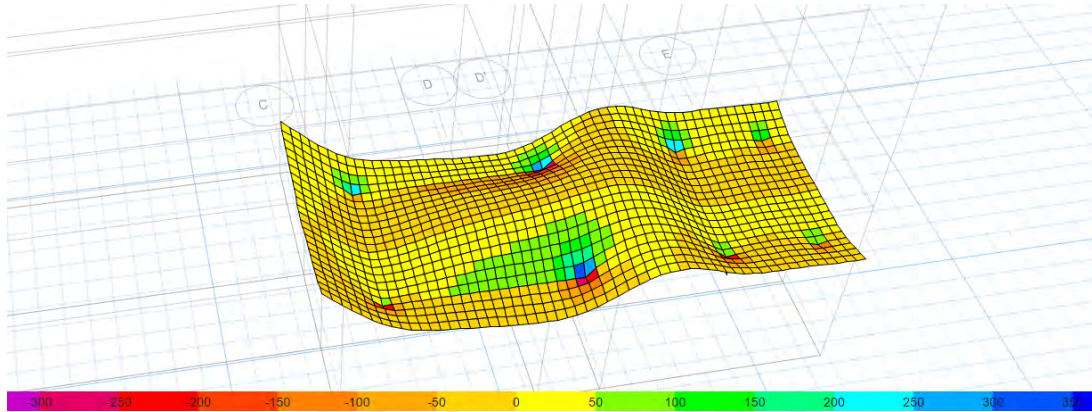


Figura 81 Fuerzas cortantes máximas en la zapata combinada ton/m
Nota: Fuente Propia

Al ver la figura 81 de fuerzas cortantes máximas, obtenemos aproximadamente la cortante máxima a una distancia d (0.8m) de los apoyos, $V_u = 54 \text{ ton/m}$.

Asimismo, calculamos la cortante última a partir de fórmulas empíricas.

$$V_u = \sigma_u * B * (c - d)$$

$$V_u = 70.15 * 1 * (1.3 - 0.8) = 35.1 \text{ ton/m}$$

Procedemos a compararla con la resistencia a cortante de la sección de concreto.

$$\Phi V_c = 60.3 \text{ ton/ml}$$

Por lo que la sección cumple por cortante porque $V_u < \Phi V_c$

Diseño por Punzonamiento

$$V_u = 734 \text{ ton}$$

$$\Phi V_c = 3437.5 \text{ ton (Cumple, ya que es mayor al cortante último por corte)}$$

Diseño por flexión

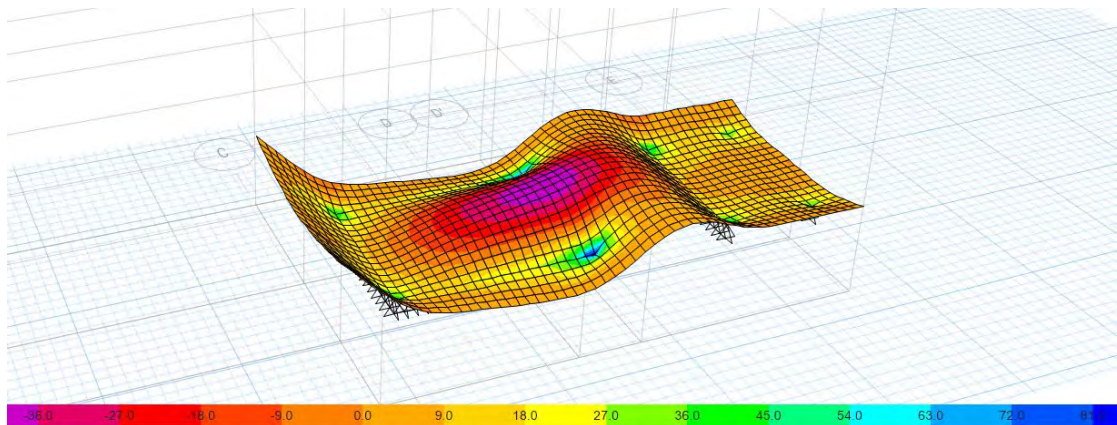


Figura 82 Momentos para un sismo en X-X en la zapata Z-6
Nota: Fuente Propia

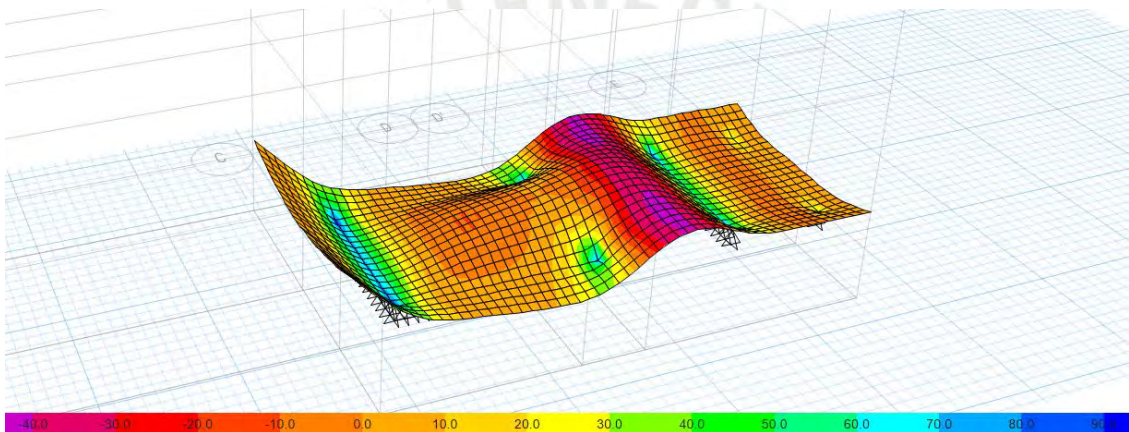


Figura 83 Momentos para un sismo en Y-Y en la zapata Z-6
Nota: Fuente Propia

De los gráficos obtenemos:

$$\begin{aligned} Mu - max &= -42 \text{ ton.m/m} \\ Mu + max &= 30 \text{ ton.m/m} \end{aligned}$$

Ya que los resultados parecen muy pequeños, se calcularán manualmente los momentos.

A pesar de que el modelo resulte en valores menores a los reales, podemos emplearlo para determinar en donde se generan los momentos máximos.

$$\begin{aligned} Mu- &= \frac{70.15 * 1 * 2.54^2}{8} - \frac{70.15 * 0.75^2}{2} - \frac{70.15 * 0.75^2}{2} = 17.113 \\ Mu+ &= 70.15 * 1 * \frac{1.3^2}{2} = 59.27 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Usando los valores calculados manualmente obtenemos lo siguiente:

El acero requerido es:

$$\begin{aligned} As_{sup_req_xx} &= 20.4 \text{ cm}^2 / \text{ml que corresponde a } 1\emptyset 1 @ 0.25 \text{ cm} \\ As_{sup_req_yy} &= 20.4 \text{ cm}^2 / \text{ml que corresponde a } 1\emptyset 1 @ 0.25 \text{ cm} \\ As_{inf_req_xx} &= 34.2 \text{ cm}^2 / \text{ml que corresponde a } 1\emptyset 1 @ 0.15 \text{ cm} \\ As_{inf_req_yy} &= 14.2 \text{ cm}^2 / \text{ml que corresponde a } 1\emptyset 1 @ 0.15 \text{ cm} \end{aligned}$$

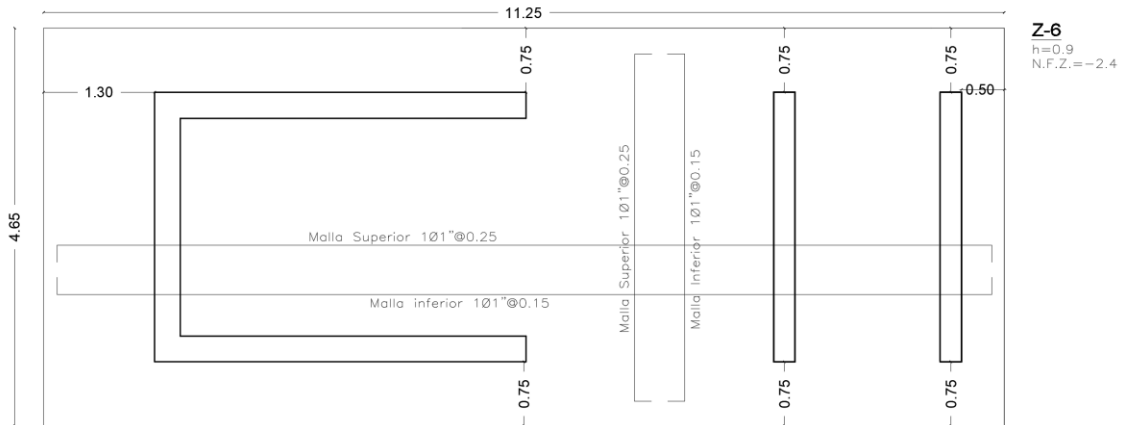


Figura 84 Detalle del refuerzo para la viga C-06
 Nota: Fuente Propia



Capítulo 9: Diseño de elementos no estructurales

Escaleras

La escalera por diseñar será diseñada siguiendo el procedimiento de una losa maciza con refuerzo en una dirección.

Metrado, modelos y análisis estructural para cargas de gravedad.

La escalera que se diseñará se ubica en el eje 2'-3/D-E (Véase Figura 67). Los descansos de la escalera tendrán un espesor de 17.5 cm, el paso será de 25 cm, el contrapaso de 17 cm y el espesor efectivo de la parte inclinada es 24.75 cm.

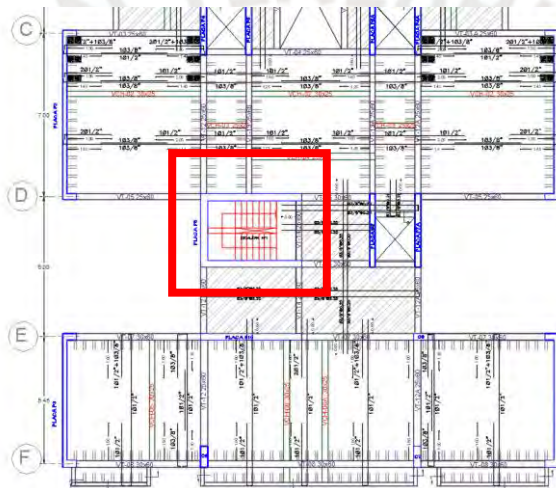


Figura 85 Vigueta seleccionada para el ejemplo de diseño
Nota. Fuente propia.

Metrado.

El metrado se realiza para un metro de ancho.

Carga Muerta.

- $\text{Peso propio (Losa Maciza)} = 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} \times 0.2 \text{ m} = 0.48 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $\text{Peso propio (Descanso)} = 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} \times 0.175 \text{ m} = 0.42 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $\text{Peso propio (Parte Inclinada)} = 2.40 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \times 1 \text{ m} \times 0.2475 \text{ m} = 0.594 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $\text{Piso terminado} = 0.10 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \times 1 = 0.1 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

Carga Viva.

- $\text{Sobrecarga} = 200 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \times 0.4 = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$
- $\text{Wviva} = 0.08 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$

Modelo.

El modelo será para el tercer tramo porque ser el caso crítico, es decir, es el caso donde la luz libre es mayor.

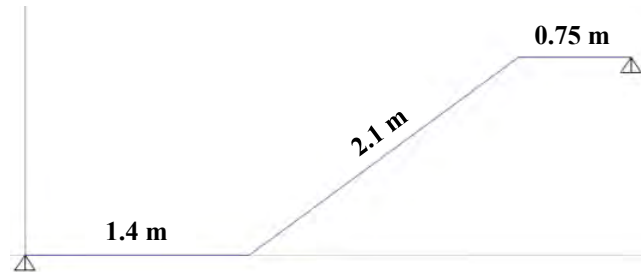


Figura 86 Modelo simplificado del tercer tramo de la escalera
Nota: Fuente propia.

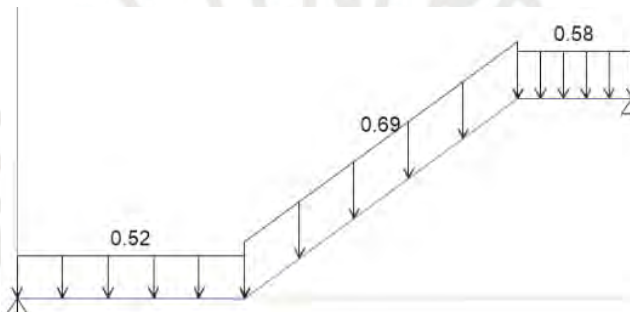


Figura 87 Distribución de carga muerta del tercer tramo de la escalera
Nota: Fuente propia.

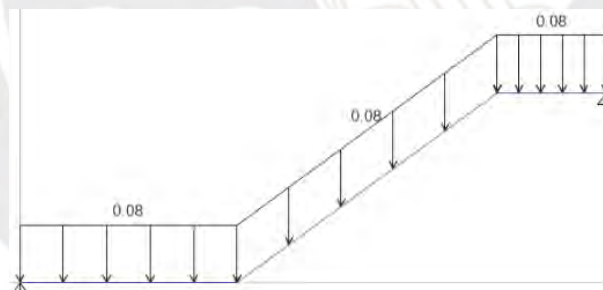


Figura 88 Distribución de carga viva del tercer tramo de la escalera
Nota: Fuente propia.

Análisis estructural para cargas de gravedad

Usando el metrado de la vigueta y las combinaciones de carga de la Tabla 3 para determinar las cargas de ultimas para el diseño de la vigueta.

Wúltima.

- Losa maciza : $1.4 \times W_{muerta} + 1.7 \times W_{viva} = 0.948 \frac{ton}{ml}$
- Descanzo : $1.4 \times W_{muerta} + 1.7 \times W_{viva} = 0.864 \frac{ton}{ml}$
- Parte Inclinada : $1.4 \times W_{muerta} + 1.7 \times W_{viva} = 1.102 \frac{ton}{ml}$

Procedemos a dibujar los diagramas de momentos flector y fuerzas cortantes usando los principios de análisis estructural.

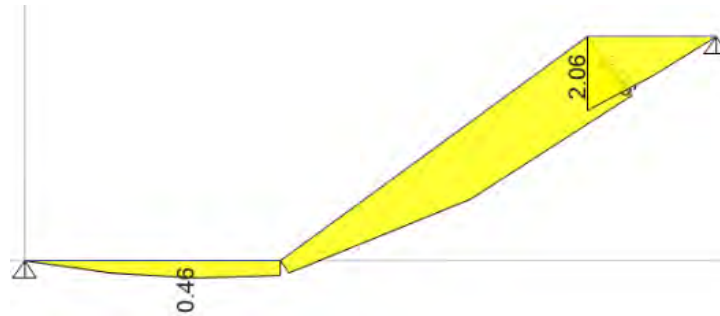


Figura 89 Diagrama de momentos flectores en la escalera para cargas últimas
Nota: Fuente propia.

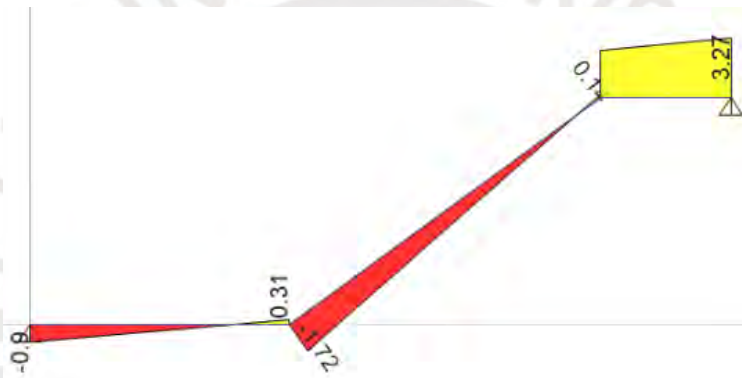


Figura 90 Diagrama de cortantes en la escalera para cargas últimas
Nota: Fuente propia.

Calcular los aceros requeridos.

Los resultados del diseño por flexión del tramo de escalera se muestran en la Tabla 95.

Notemos que el peralte efectivo para el tramo inclinado será 14.5 cm.

Tabla 95 Resumen del diseño por flexión de la escalera convencional

| Dirección | Descanso | Parte Inclinada | Losa Maciza |
|-------------------------------------|-----------------|-----------------|--------------|
| Peralte Efectivo (cm) | 14.5 | 14.5 | 17 |
| Mu (ton.m) | 0.46 | 2.06 | 2.06 |
| A _{min} (cm ²) | 3.15 | 3.15 | 3.5 |
| A _{max} (cm ²) | 23.11 | 23.11 | 31.9 |
| Arequerido (cm ²) | 0.85 | 3.88 | 3.28 |
| Acolocado (cm ²) | cm ² | 3.55 | 3.55 |
| | Barras | Φ3/8"@0.2m | Φ3/8"@0.175m |

Nota: Fuente Propia

Diseño por cortante.

Calcular la resistencia al cortante del concreto de la sección.

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0.53 \times \phi \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \\ \phi V_c &= 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 100 \times 14.5 \div 1000 = 9.47 \text{ ton}\end{aligned}$$

Para la losa de espesor 0.2 metros

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 100 \times 17 \div 1000 = 11.1 \text{ ton}$$

Para el descanso y tramo inclinado

$$\phi V_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{210} \times 100 \times 14.5 \div 1000 = 9.47 \text{ ton}$$

Verificar que la resistencia al cortante sea mayor a la requerida.

Verificamos la condición $\phi V_c \geq V_u$ las para cortantes del diagrama de fuerzas cortantes (Figura 90). Por otro lado, la verificación y los resultados se muestran en la Tabla 96, de la cual obtenemos que la vigueta no requerirá ensanches.

Tabla 96 Análisis por cortante en las escaleras

| | Apoyo Eje1 | Apoyo Eje2 | | Apoyo Eje3 |
|--|------------|------------|--------|------------|
| V_u | 0.90 | 1.72 | 0.10 | 3.27 |
| ϕV_c | 9.47 | 9.47 | 9.47 | 11.10 |
| ϕV_c>V_u | Cumple | Cumple | Cumple | Cumple |

Nota: Fuente propia

Acero por temperatura.

Usaremos el acero mínimo calculado en la Tabla 93, el cual equivaldrá a $\phi 3/8'' @ 0.20$

Finalmente, mostramos el detalle final para el tramo de escalera en la Figura 91.

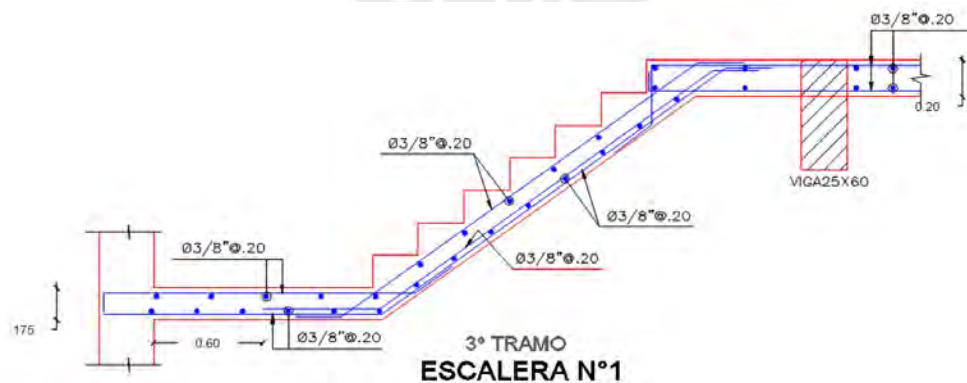


Figura 91 Detalle del refuerzo para el 3er tramo de la escalera.

Nota: Fuente propia.

Capítulo 10: Conclusiones y Recomendaciones

El trabajo de tesis me ha permitido experimentar con la filosofía y metodología del diseño de estructuras de concreto armado, de ello expresare las siguientes conclusiones y recomendaciones.

La dirección de las losas aligeradas no siempre tiene que ser paralela a la luz más corta del paño de losa. Recomiendo que se tome en consideración, direccionar la losa hacia los elementos verticales donde se prevea una considerable carga sísmica. Por ejemplo, la cimentación de las placas PL-01, PL-01A y PL-08 no podían ser diseñadas como zapatas aisladas porque no tenían suficiente carga axial.

En casos particulares, donde se requiere que las zapatas sean aisladas; por ejemplo, cuando la placa está muy alejada a otros elementos verticales, se recomienda hacer la siguiente verificación. Al obtener los factores de amplificación de carga y correr el modelo, determinar los elementos verticales con mayor momento flector y verificar para estos elementos que el cociente del momento flector dividido entre la carga axial sea menor a la mitad de la longitud de la placa. De no ser el caso, es posible que la zapata no tenga suficiente carga axial y sea propensa al volcamiento.

Antes de iniciar el diseño del refuerzo (acero) de los elementos sismorresistente, recomiendo identificar las vigas, columnas, placas y zapatas con mayor momento flector, acto seguido, calcular la máxima capacidad de cada elemento y verificar si es necesario incrementar la sección de los elementos estructurales. La razón es que, al incrementar la longitud o espesor de una placa, se cambia la distribución de fuerzas, rigidez y desplazamientos en la estructura, lo cual podría invalidar todo trabajo realizado previamente en vigas y columnas, en especial para elementos que fueron diseñados con la cuantía máxima.

Finalmente, los resultados del análisis estático no demostraron ser una fuente confiable de información para el diseño sismorresistente de los elementos estructurales. A pesar de que

los periodos fundamentales obtenidos en el análisis estático eran muy cercanos a los obtenidos del análisis modal y traslacional, la masa participante del modo de vibración fundamental del análisis modal espectral y traslacional fluctuaba entre 64% y 73%. Es decir, que el análisis estático solo refleja entre el 64% y 73% de la verdadera distribución de fuerzas en el edificio. Esto se refleja en las discrepancias entre los resultados de fuerzas cortantes, desplazamientos y derivadas para los tres casos de análisis; donde los resultados fueron más pequeños en el análisis estático.

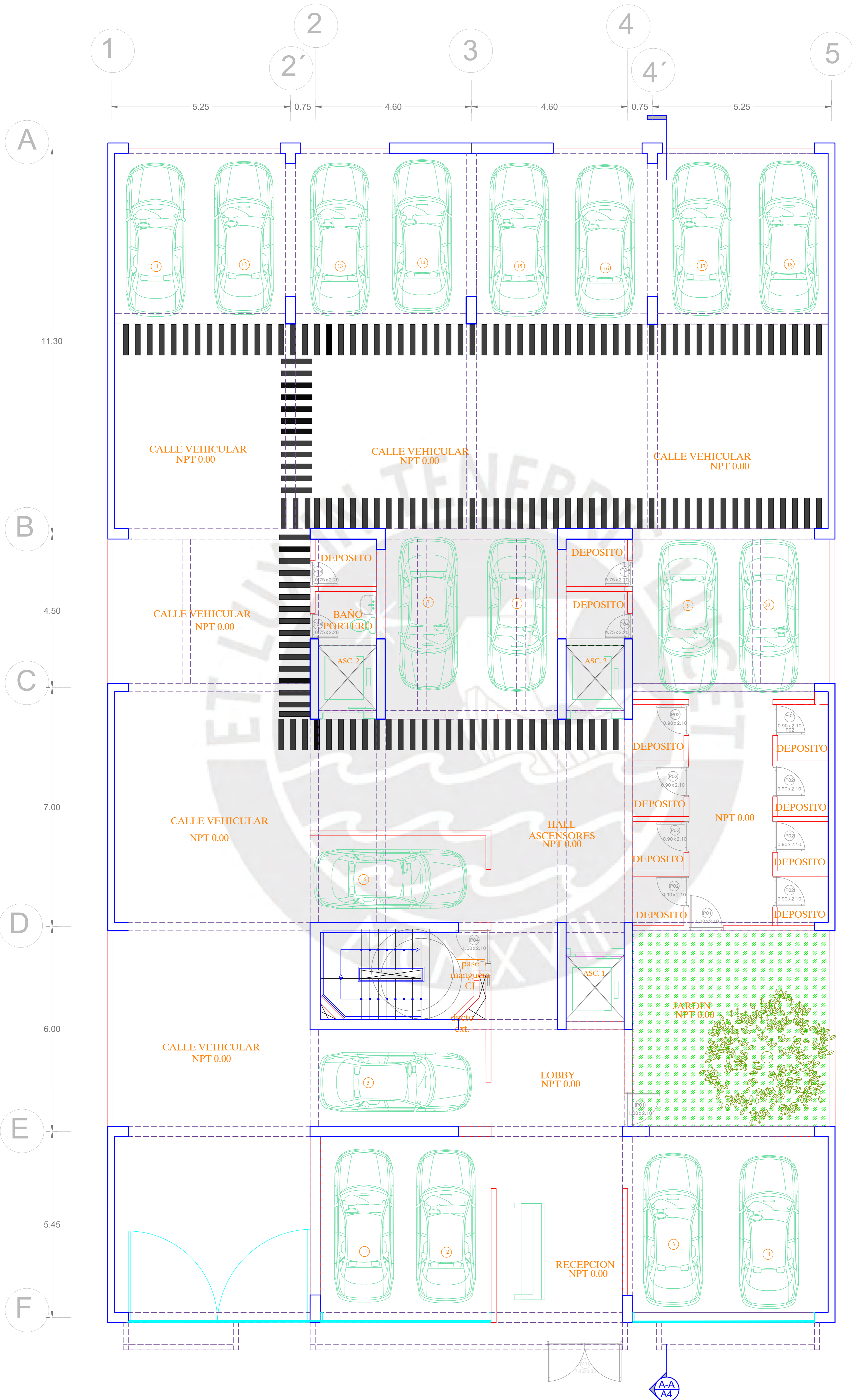


Capítulo 11: Bibliografía

- BLANCO BLASCO, Antonio. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de Concreto Armado, 2da. ed., Colegio de Ingenieros del Perú, Lima.
- MINIMUM DESIGN LOADS AND ASSOCIATED CRITERIA FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES (ASCE7-22). Usa: American Society of Civil Engineering.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2019). NTE. E.020 Cargas. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2019). NTE E.030 Diseño Sismorresistente. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MINISTERIO DE VIVIENDA, CONSTRUCCIÓN Y SANEAMIENTO. (2019). NTE E.060 Concreto Armado. Lima, Perú: Reglamento Nacional de Edificaciones.
- MUÑOZ PELÁEZ, J.A, (2017).Apuntes del curso: Ingeniería Antisísmica. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú, Fondo Editorial.
- TEODORO E, Harmsen. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado, 3ra ed., PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima
- OTTAZZI PASINO, Gianfranco. (2017). Apuntes del curso: Concreto Armado 1, PUCP Facultad de Ciencias e Ingeniería, Lima

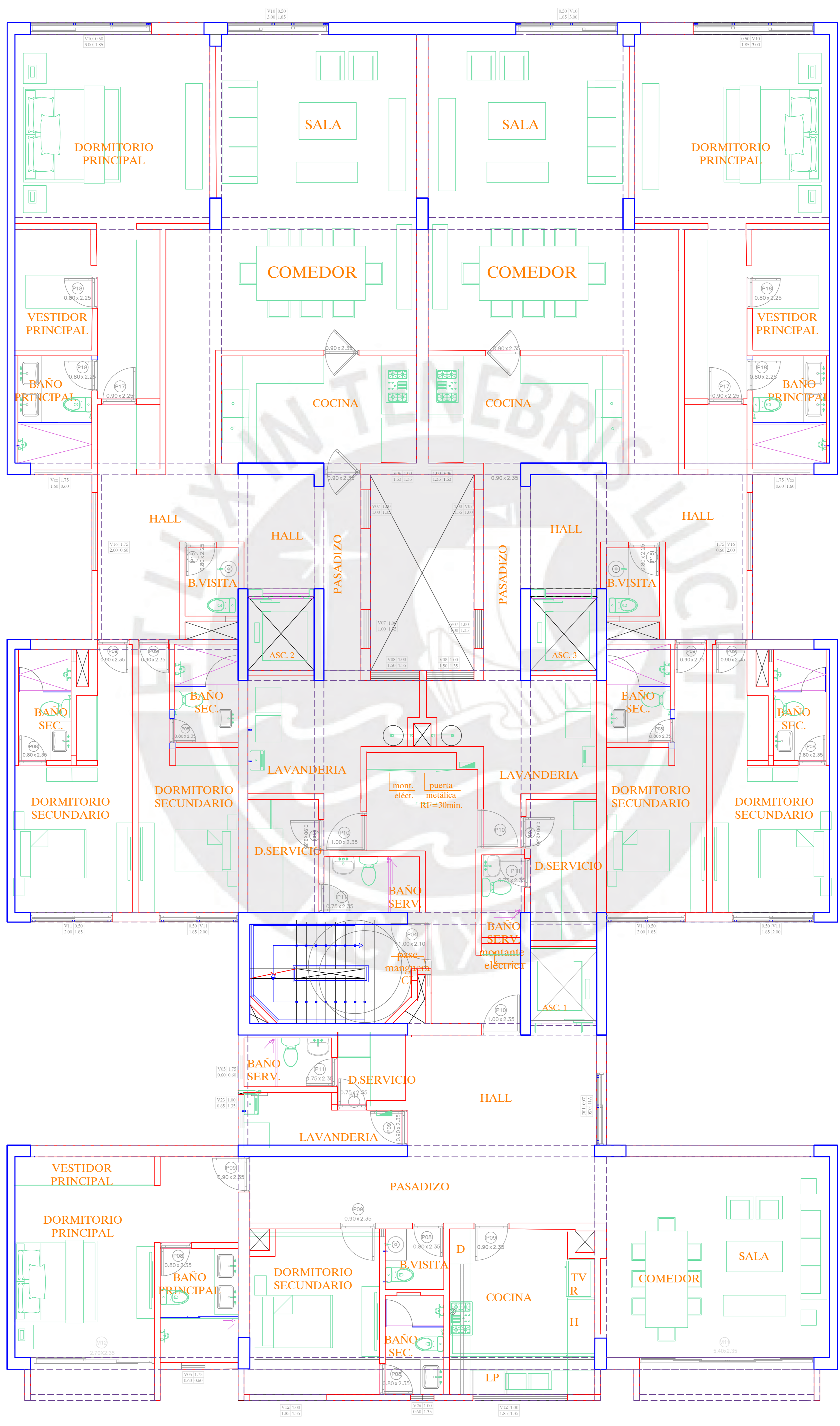
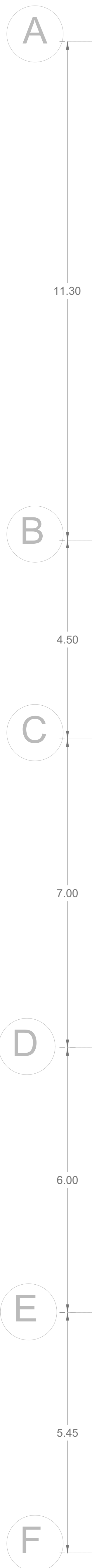
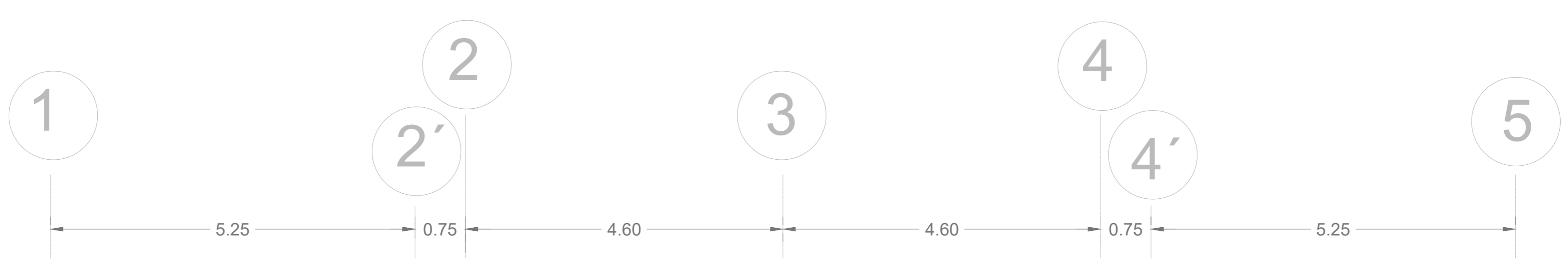
ANEXO 1: PLANOS DE ARQUITECTURA



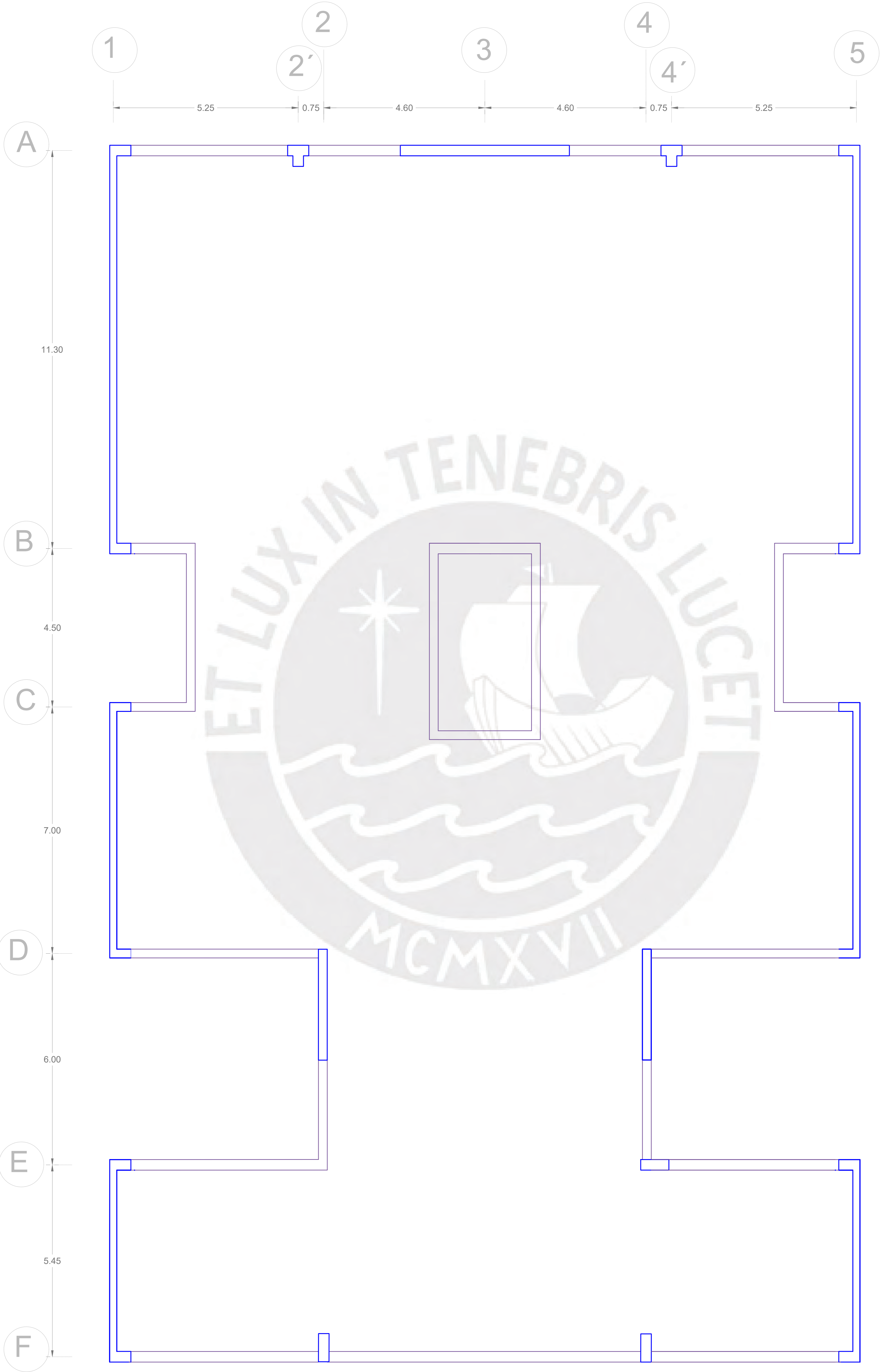


| | | | |
|--------------------------------|--|---------------------------------------|--|
| Plano N°: | | A-01 | |
| Planta: PLANTA DEL PRIMER PISO | | Elaborado por: GINO JIAN LIANG YE TAY | |
| Escala: 1:50 | | Fecha: 15 DE ENERO DEL 2024 | |

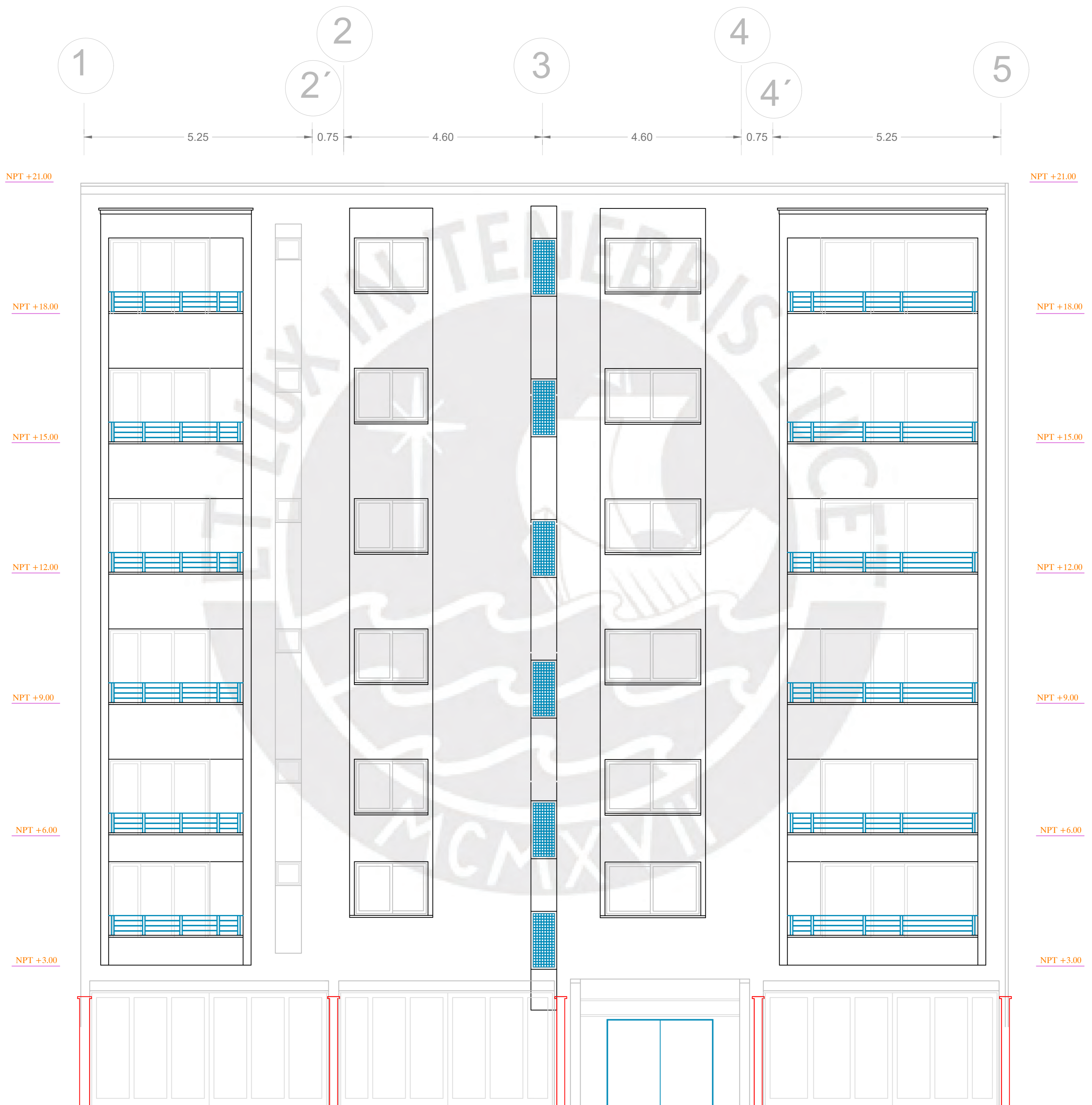
A-A
A4



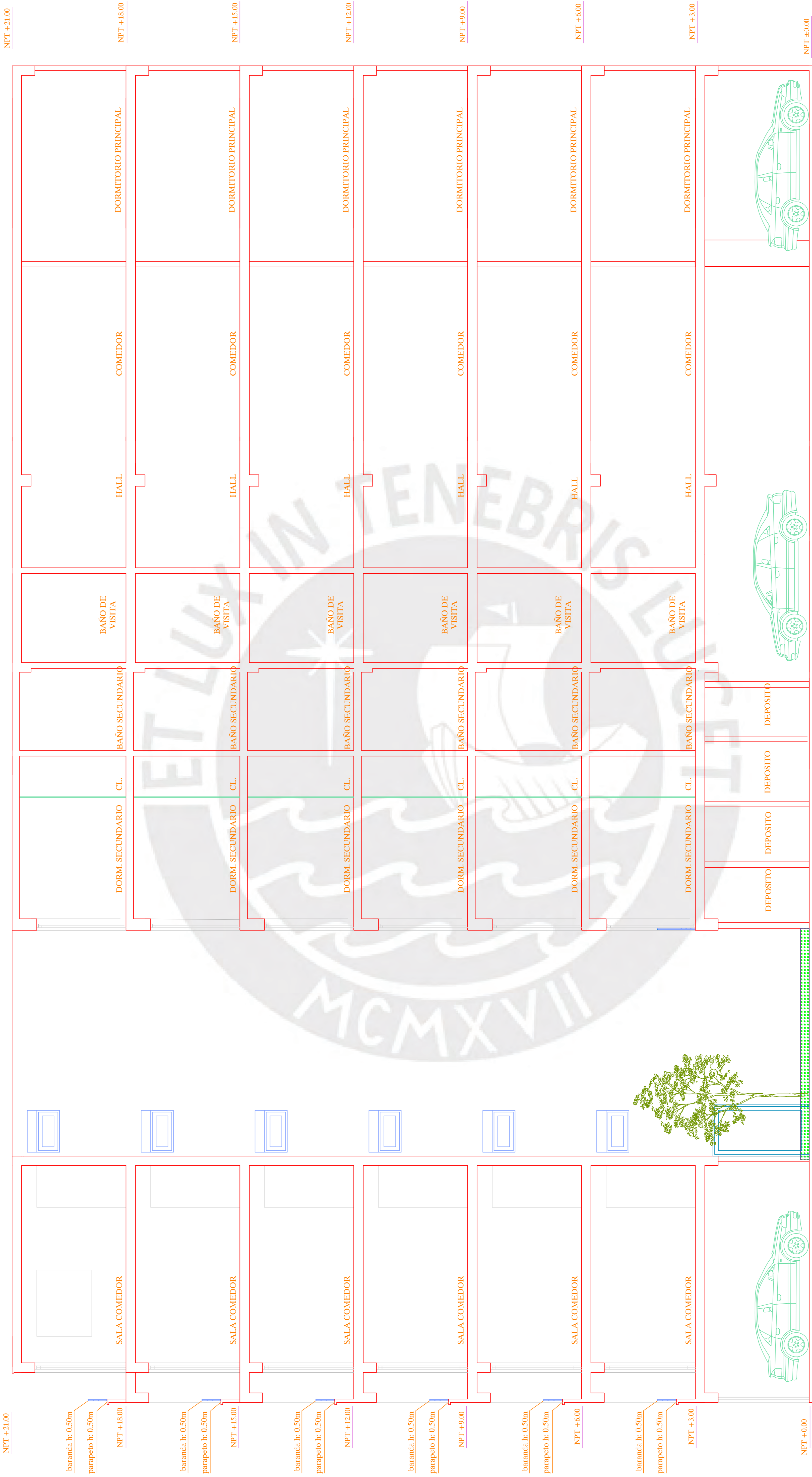
| | | | |
|---|------|----------------|------------------------|
| Plano N°: | | A-02 | |
| Planta Típica (Segundo al Séptimo Piso) | | Elaborado por: | GINO JIAN LIANG YE TAY |
| Escala: | 1:50 | Fecha: | 15 DE ENERO 2024 |



| | | | |
|----------------|------------------------|---------------------|--|
| Plano N°: | | A-03 | |
| Plano: | | PLANTA DE LA AZOTEA | |
| Elaborado por: | GINO JIAN LIANG YE TAY | | |
| Escala: | 1:50 | | |
| Fecha: | 15 DE ENERO 2024 | | |



| | | |
|----------------------------|------------------------|-----------|
| Plano: ELEVACION PRINCIPAL | | Plano N°: |
| Escala: | Elaborado por: | A-4.1 |
| 1:50 | GINO JIAN LIANG YE TAY | |
| | Fecha: | |
| | 15 DE ENERO 2024 | |



CORTE A-A

| | |
|-----------------------|------------------------|
| Plano N°: SECCIÓN A-A | |
| Elaborado por: | GINO JIAN LIANG YE TAY |
| Escala: | 1:50 |
| Fecha: | 15 DE ENERO 2024 |

A-4.2

ANEXO 2: PLANOS DE ESTRUCTURAS



ESPECIFICACIONES TECNICAS GENERALES

1. GENERALIDADES

La presente especificación forma parte del proyecto para la construcción de las estructuras de concreto simple, armado, etc. del proyecto.
El presente proyecto se ejecutará de acuerdo a las normas indicadas en el Anexo 1.

2. EXCAVACIONES Y RELLENOS

Las excavaciones para las estructuras serán efectuadas de acuerdo a los niveles, rasantes y elevaciones indicados en los planos. Las dimensiones de las excavaciones serán tales que permitan la correcta ejecución de las estructuras, considerando el tipo de cimentación que se indique en los planos, para poder ser modificados por el inspector o proyectista en caso de considerarlo necesario para asegurar una cimentación satisfactoria. Los espacios excavados por debajo de los niveles de las estructuras definitivas serán rellenados con grava limpia, cuyo mayor diámetro no excederá un tercio de la menor dimensión del espacio por rellenar.
Los espacios excavados laterales a las estructuras definitivas y no ocupados por ellas serán rellenados con grava limpia, cuyo mayor diámetro no excederá un tercio de la menor dimensión del espacio por rellenar.

3. CONCRETO

Clases. Se emplearán las clases de concreto definidas por su resistencia a la compresión (f'c) medida en cilindros estándar ASTM o las 28 días y por el tamaño máximo de agregado. En el Cuadro 1 se detallan las condiciones que permitirán al constructor diseñar las mezclas correspondientes.
Composición. Se define como concreto simple aquel que no tiene armadura de refuerzo.
El concreto simple puede ser elaborado con hormigón en lugar de los agregados fino y grueso. Se aceptará la incorporación de pezones de la dimensión y en cantidad indicada en los planos, siempre y cuando, cada pezón pueda ser enjuagado integralmente por concreto. El estándar ASTM o el estándar de la norma INTEC 339.005 (excepto cuando se indica otro valor en planos del proyecto).
El cemento será Portland Tipo 1, excepto cuando se indica otro tipo en los planos del proyecto.

Armadura. El agregado fino será arena natural, limpia que tenga granos sin revestir, resistentes, fuertes y duros, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, equisulfito, ácidos, sales, coque, cenizas, materia orgánica, graso u otras sustancias dañinas.
Armadura gruesa. El agregado grueso será grava o piedra ya sea en su estado natural, triturado o triturado en un molino, libre de cantidades perjudiciales de polvo, terrones, partículas blandas o escamosas, equisulfito, ácidos, sales, coque, cenizas, materia orgánica, graso u otras sustancias dañinas. Estará bien graduado desde la malla 1/4" hasta el tamaño máximo especificado en el Cuadro 1.

Humedad. Es una mezcla natural de agregado fino y grueso. Deberá ser bien graduado entre la malla 100 y la malla 2". Deberá estar libre de polvo, sustancias azúcares y materia orgánica.
Aditivos. Sólo se admitirá el uso de aditivos aprobados por el inspector o proyectista, los que deberán usarse de acuerdo a las instrucciones del fabricante. No se aceptará el uso de cloruro de calcio.

Água. El agua para la preparación del concreto será fresca, limpia y bebible. Se podrá usar agua de cualquier fuente siempre y cuando se demuestre que es adecuada para el uso que se le tiene planeado. El agua deberá conciliarse con el contenido total de cloruros en la mezcla de mortero de no exceder los contenidos máximos permitidos.

Almacenamiento de materiales. El cemento será almacenado en un lugar seco, alejado del suelo y protegido de la humedad. Los agregados de diferente granulometría serán almacenados separadamente, en bultos o en tolvas, en un lugar seco, alejado del suelo y protegido de la humedad y materia orgánica.

Medición de los materiales. El procedimiento de medición será tal que la cantidad de cada uno de los componentes de la mezcla pueda ser controlado con precisión no menor de 5%.

Mezclado. Todo el concreto será preparado en mezcladoras mecánicas. En el caso de concreto en estado fresco, se deberá utilizar un método de mezclado que asegure una buena mezcla de los componentes de la mezcla. En el caso de concreto en estado endurecido, se deberá utilizar un método de mezclado que asegure una buena mezcla de los componentes de la mezcla. El concreto se preparará en los lugares que se indiquen en los planos.

Transporte. El concreto se transportará en camiones o en otros vehículos que aseguren la integridad del concreto hasta el lugar de colocación. El concreto se transportará en camiones o en otros vehículos que aseguren la integridad del concreto hasta el lugar de colocación. El concreto se transportará en camiones o en otros vehículos que aseguren la integridad del concreto hasta el lugar de colocación.

Colocación. Antes de vaciar el concreto se eliminará toda suciedad y materia extraña del espacio que va a ser ocupado por el mismo. El concreto deberá ser vaciado continuamente o en capas de 15 cm. El concreto se vaciará en un tiempo máximo de 30 minutos desde que se inicia la colocación del concreto por cada liberación de 2.50 m. En el caso de estructuras altas como armadura o cerrados de encorrido, y de 1.50 m. si existen éstas. Por encima de estas alturas deberá utilizarse un método de colocación que asegure la integridad del concreto hasta el lugar de colocación. Se utilizará un método de colocación que asegure la integridad del concreto hasta el lugar de colocación.

Consolidación. Toda estructura de concreto que sea vaciada en un espacio confinado, deberá ser consolidada con una paleta o con un vibrador. El grado de vibración deberá ser tal que asegure la integridad del concreto hasta el lugar de colocación. El concreto se transportará en camiones o en otros vehículos que aseguren la integridad del concreto hasta el lugar de colocación.

Ensayos. La resistencia del concreto será comprobada periódicamente. Con este fin se tomarán los ensayos de resistencia del concreto en los lugares que se indiquen en los planos. El ensayo de resistencia del concreto será realizado en los lugares que se indiquen en los planos. El ensayo de resistencia del concreto será realizado en los lugares que se indiquen en los planos.

Formas. Las formas para la construcción de las estructuras serán de acero inoxidable, aluminio o acero galvanizado. Las formas serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de acero. Las formas de acero serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de acero serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de acero serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de aluminio. Las formas de aluminio serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de aluminio serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de aluminio serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de acero galvanizado. Las formas de acero galvanizado serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de acero galvanizado serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de acero galvanizado serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de concreto. Las formas de concreto serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de concreto serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de concreto serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de madera. Las formas de madera serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de madera serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de madera serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de plástico. Las formas de plástico serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de plástico serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de plástico serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

Formas de otros materiales. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero. Las formas de otros materiales serán diseñadas para soportar el peso del concreto fresco y el peso de las barras de acero.

5. ENCORRADOS

La seguridad de los anclajes y encorrados será de responsabilidad Única del constructor.
Los anclajes y encorrados tendrán una resistencia adecuada para resistir con seguridad y sin deformaciones apreciables las cargas impuestas por su peso propio, el peso de las formas, el peso del concreto fresco, etc. del proyecto.
El presente proyecto se ejecutará de acuerdo a las normas indicadas en el Anexo 1.

Características. Los anclajes y encorrados tendrán una resistencia adecuada para resistir con seguridad y sin deformaciones apreciables las cargas impuestas por su peso propio, el peso de las formas, el peso del concreto fresco, etc. del proyecto.
El presente proyecto se ejecutará de acuerdo a las normas indicadas en el Anexo 1.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

Tipos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos. Los anclajes y encorrados serán de los tipos que se indiquen en los planos.

CUADRO N° 1. CLASES DE CONCRETO

| CLASE | Tipo de cemento | Resistencia a la compresión a los 28 días del máximo estándar ASTM (f'c en kgf/cm ²) | Agregado máximo (en pulgadas) | Slump máximo (en pulgadas) | USO |
|-------|-----------------|--|-------------------------------|----------------------------|------------------|
| 1 | 1 | 280 | 1" | 3 | Cimentación |
| 2 | 1 | 280 Píal P4, 210 RTO | 3/4" | 4 | Columnas, Placas |
| 3 | 1 | 210 | 1" | 4 | Vigas y Losas |

- En los planos correspondientes, el concreto se encuentra especificado únicamente por su resistencia o los 28 días en cilindros estándar ASTM (f'c).
- El concreto deberá tener una resistencia de 210kg/cm² al momento del tensado. Pueden utilizarse aditivos de resistencia temprana y/o concretos de mayor calidad para alcanzar este valor rápidamente, siempre y cuando se demuestre que no afectan las propiedades mecánicas o superficiales.
- Realizando un diseño de mezcla que evite la segregación del concreto.

RESUMEN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACION

De acuerdo con la Norma E.050 del Reglamento Nacional de Edificaciones "Suelos y Cimentaciones", la siguiente información deberá transcribirse en los planos de las estructuras, para ser limitativa y deberá cumplirse con lo especificado en el Estado de Suelo:
1. Tipo de Cimentación = ZAPATAS
2. Estrato de Apoyo de Cimentación = Grava mal graduada GP
3. Perforación de Cimentación (Ø) = 1.00m mín. Respecto al NPT
4. Capacidad Portante = 5.00 Kg/cm²
5. Factor de Seguridad por Corte = 3.0
VER E.M.S

PARAMETROS SIMO RESISTENTES NORMA E.030

SISTEMA ESTRUCTURAL SIMO RESISTENTE:
SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES: EJE X-Y
SISTEMA MUROS ESTRUCTURALES: EJE X-Y
PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION:
PERIODO DIRECCION X: 1.64
PERIODO DIRECCION Y: 0.924

PARAMETROS DE DEFINICION DE FUERZA SIMICA:
- FACTOR DE ZONA (Z) 0.45
- FACTOR DE USO (U) 1.00
- FACTOR DE SUELO (S) 1.00
- PERIODO T₁ Y T₂ 1.6 y 2.5 s.
- FACTOR DE IRREGULARIDAD I₁ 1.0
- COEFICIENTE DE REDUCCION (R) 1.0
EJE X X = 5.0
EJE Y Y = 5.0

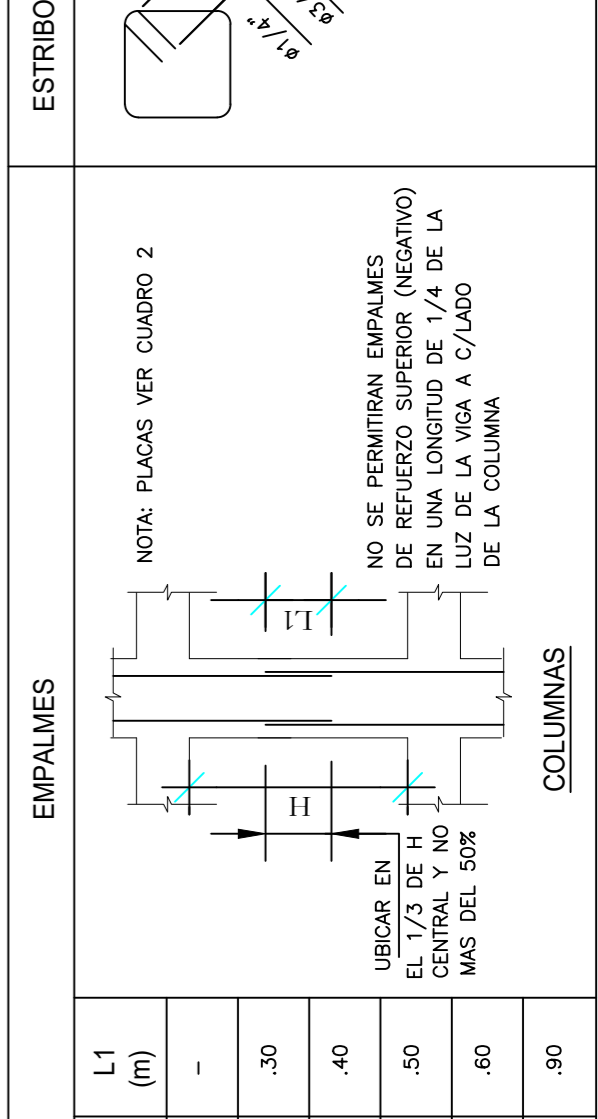
DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS

- DESPLAZAMIENTO MÁXIMO EN EL ÚLTIMO NIVEL
Δ x=77.1mm
Δ y=25.6mm
- MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DEL ENTREPIESO DRIFT MÁXIMO X-X 0.0009
DRIFT MÁXIMO Y-Y 0.0009
- RATIO DRIFT MÁXIMO / PROMEDIO RATIO MÁXIMO X-X 1.18
RATIO MÁXIMO Y-Y 1.05

ESPECIFICACIONES GENERALES

ACERO fy= 4200 Kg/cm²
SOLAPAMIENTO S/Ø= INDICADA EN PLANTAS
CEMENTO TIPO 1
RECURRIMIENTOS LIBRES
MUROS 7.5 cm.
ZAPATAS 4.0 cm. (CASAS EN CONTACTO CON TERRENO o AGUA)
COLUMNAS Y VIGAS 4.0 cm.
ALIGERADOS Y LOSAS 3.0 cm.
MORTERO CEMENTO - ARENA 1:4

| Ø | L1 (m) | ESTRIBOS |
|------|--------|---|
| 1/4" | - | NOTA: PLACAS VER CUADRO 2 |
| 3/8" | .30 | NO SE PERMITIRAN EMPALMES DE REFUERZO SUPERIOR (NEGATIVO) EN UNA LONGITUD DE 1/4 DE LA LUZ DE LA VIGA A C/DAO DE LA COLUMNA |
| 1/2" | .40 | UBICAR EN EL 1/3 DE H CENTRAL Y NO MAS DEL 50% DE LA COLUMNA |
| 5/8" | .50 | |
| 3/4" | .60 | |
| 1" | .90 | |



COLUMNAS

Ø

L1 (m)

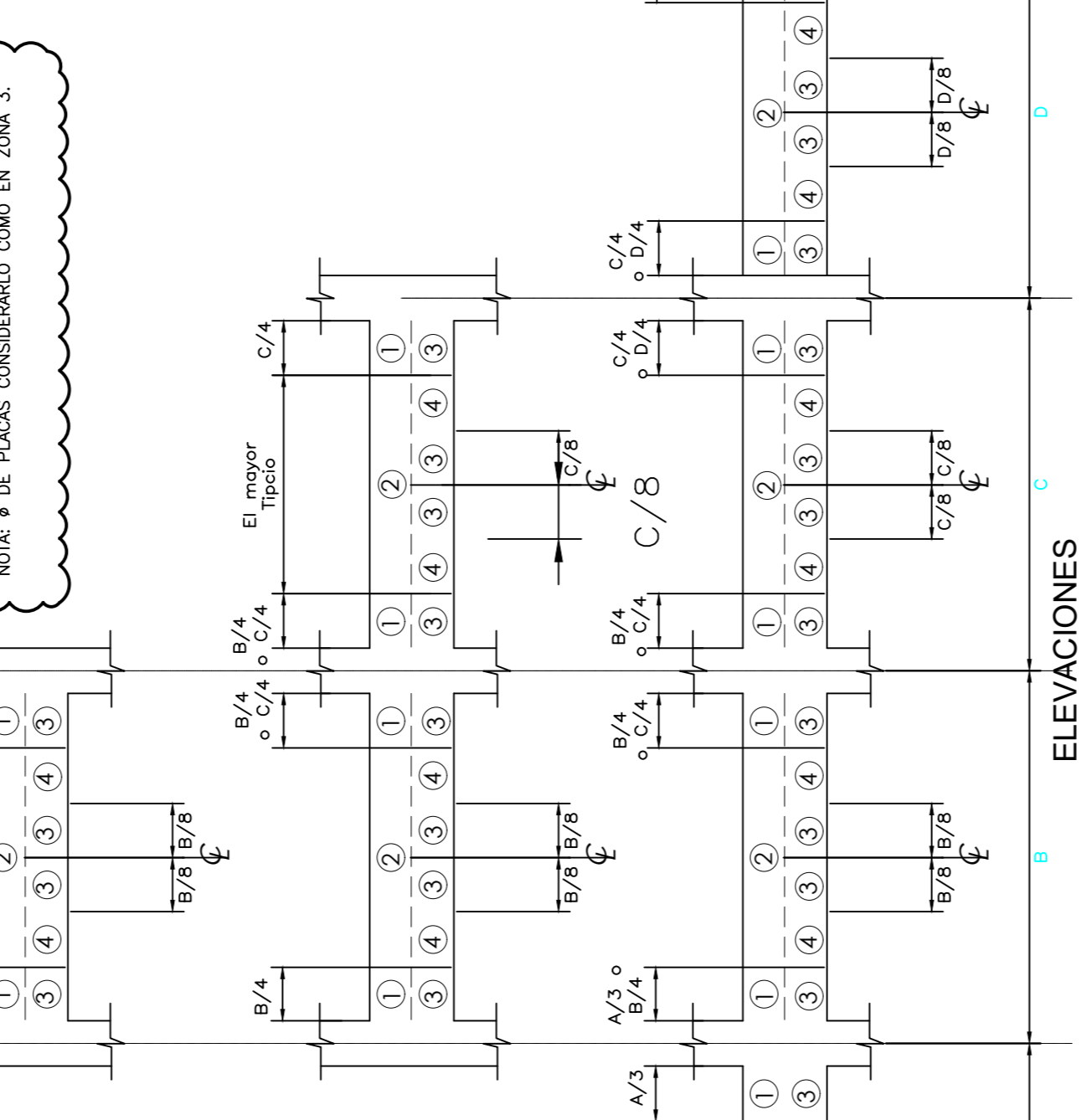
ESTRIBOS

CUADRO N° 2 - EMPALMES: PLACAS, VIGAS, LOSAS Y VIGUETAS.

| EMPALMES POR TRASLAPE | ZONA ① | ZONA ② | ZONA ③ | ZONA ④ |
|---|--------|--------|--------|--------|
| 3/8" | 60 | 45 | 45 | 35 |
| 1/2" | 75 | 60 | 60 | 45 |
| 5/8" | 90 | 75 | 75 | 55 |
| 3/4" | 115 | 90 | 90 | 70 |
| 7/8" | 165 | 125 | 125 | 100 |
| 1" | 190 | 145 | 145 | 115 |
| 1.1/8" | 215 | 165 | 165 | 125 |
| 1.1/4" | 235 | 180 | 180 | 140 |
| 1.3/8" | 260 | 200 | 200 | 155 |
| Ver Elevaciones | 50% | 75% | 50% | 75% |
| 3.- Máximo número de barras que se pueden emplear en una sección. | | | | |

1.- Longitud del empalme para Ø de grado 60 (en cm.)
Para acero grado 40 reducir en 1/3, pero nunca a menos de 30cm.
2.- Ubicación del empalme.
3.- Máximo número de barras que se pueden emplear en una sección.

NOTA: # DE PLACAS CONSIDERARLO COMO EN ZONA 3.



ELEVACIONES

L=60 45/8" / L=75 41/2" / L=95 45/8"

EMPALME DE Ø DE MURO ANCLADO

NOTA: PARA # CONFIRMADO CONSIDERAR EMPALMES INDICADOS EN CUADRO 2

ESPECIFICACIONES Y DETALLES ESTRUCTURALES TÍPICOS

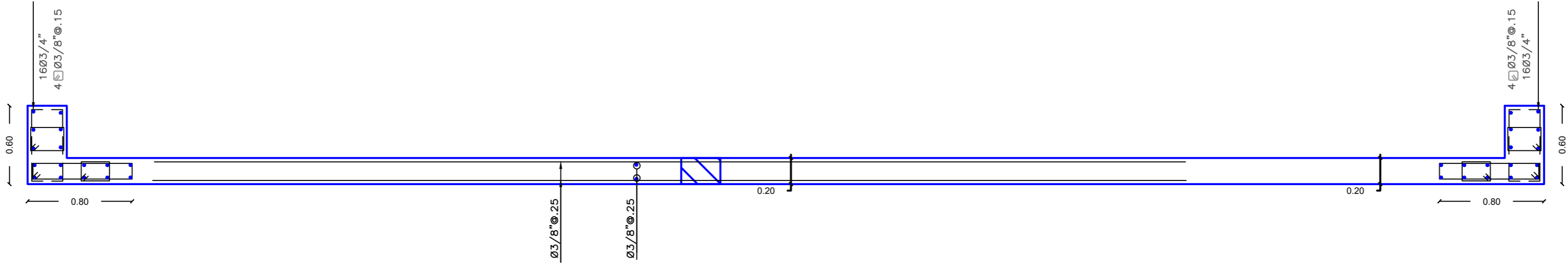
Elaborado por: GINO JIAN LIANG YE TAY

Fecha: 15 DE ENERO 2024

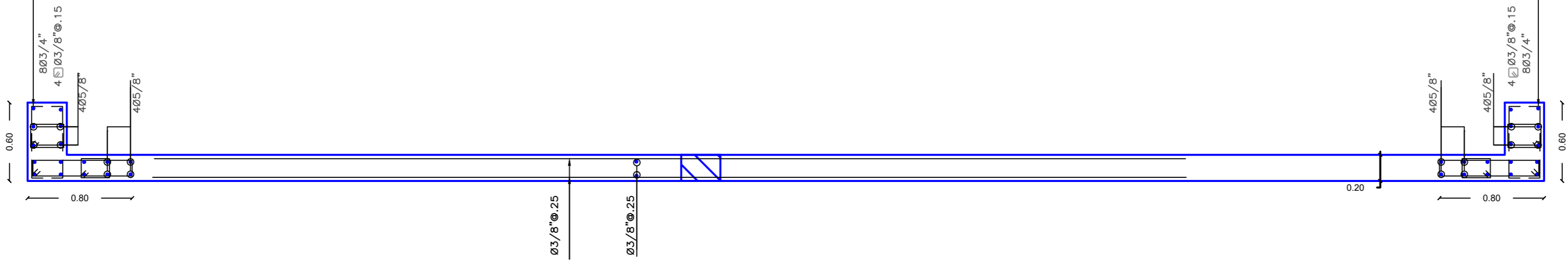
Escala: SIN ESCALA

Plano N°:

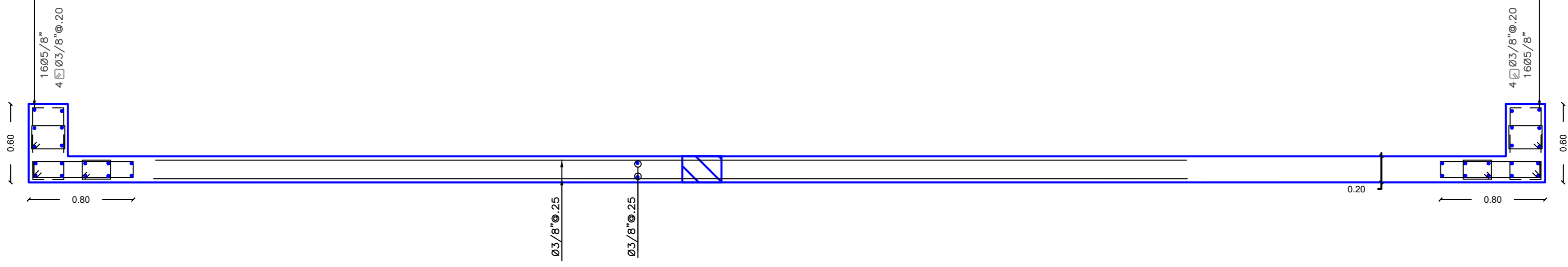
E-01



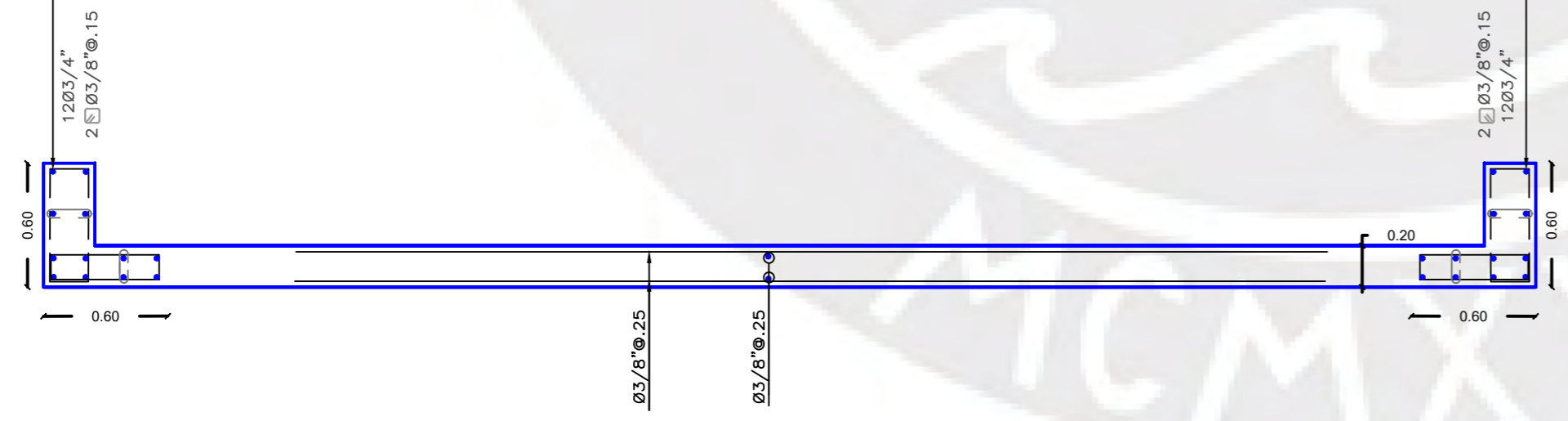
PLACA P1-P1A (f_c=280kg/cm²)
1º al 2º PISO espesor 20cm



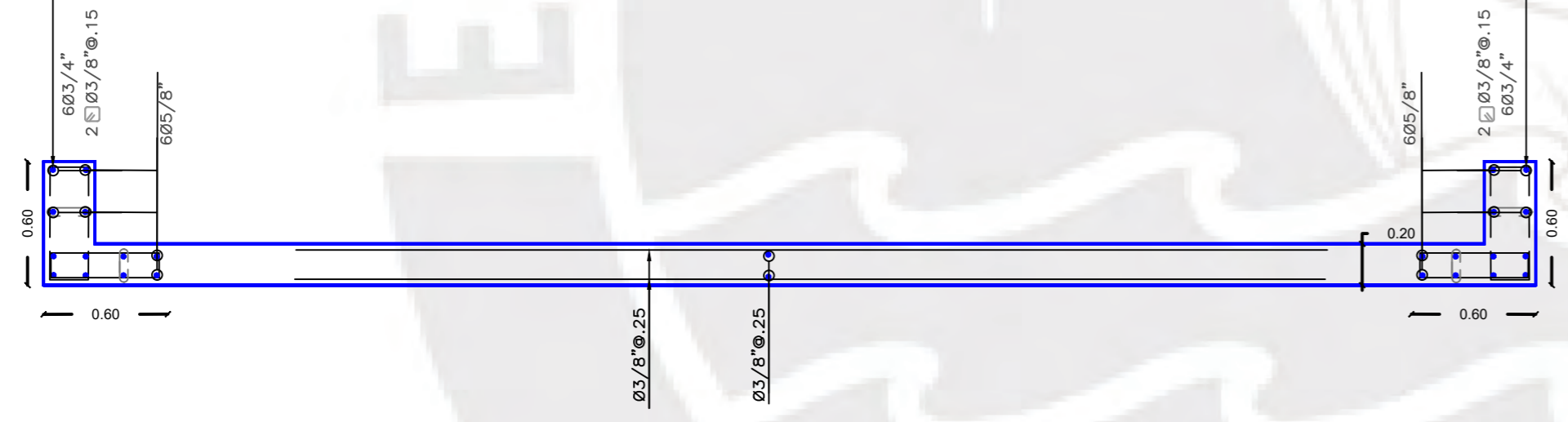
PLACA P1-P1A (f_c=280kg/cm²)
3º al 4º PISO espesor 20cm



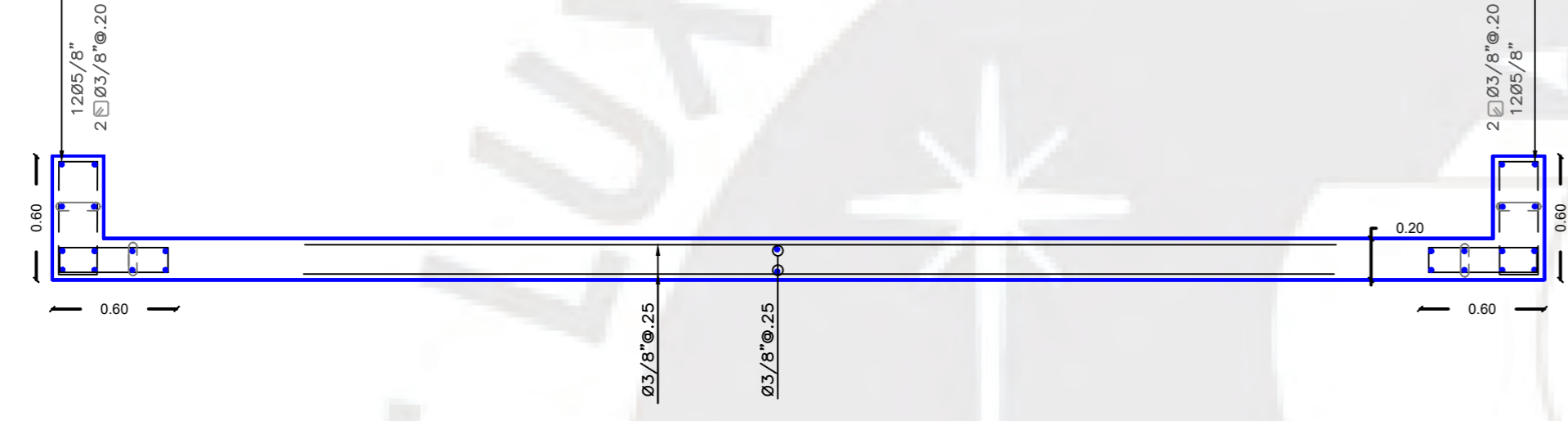
PLACA P1-P1A (f_c=210kg/cm²)
5º al 7º PISO espesor 20cm



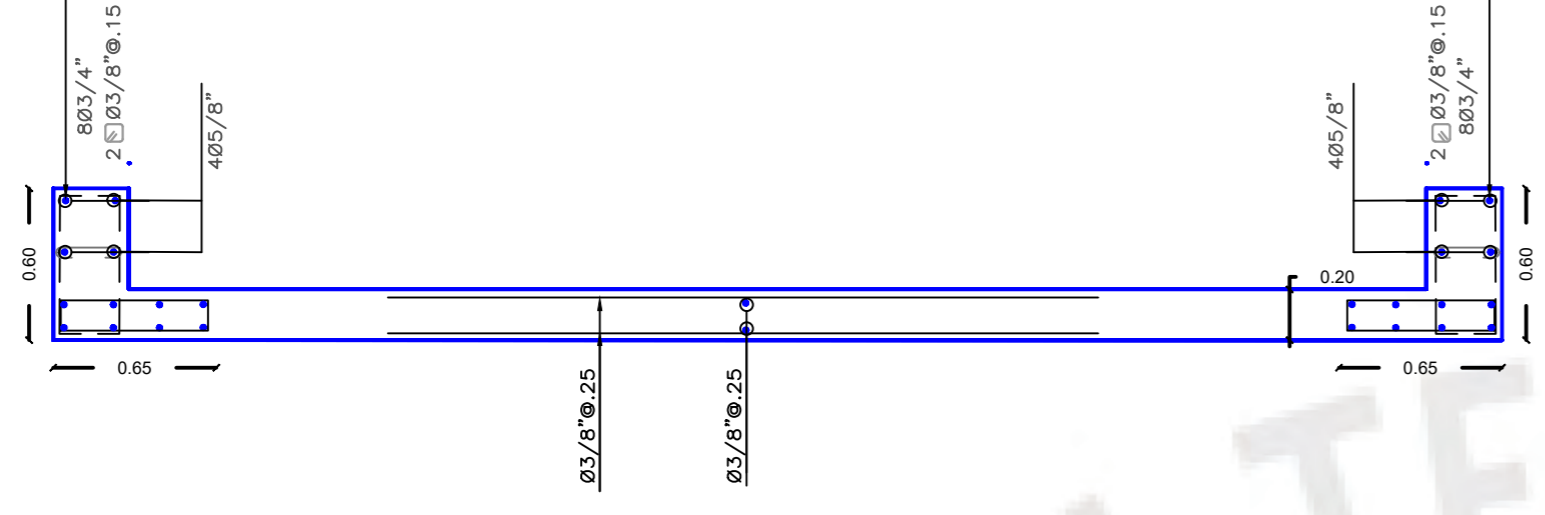
PLACA P2-P2A (f_c=280kg/cm²)
1º al 2º PISO espesor 20cm



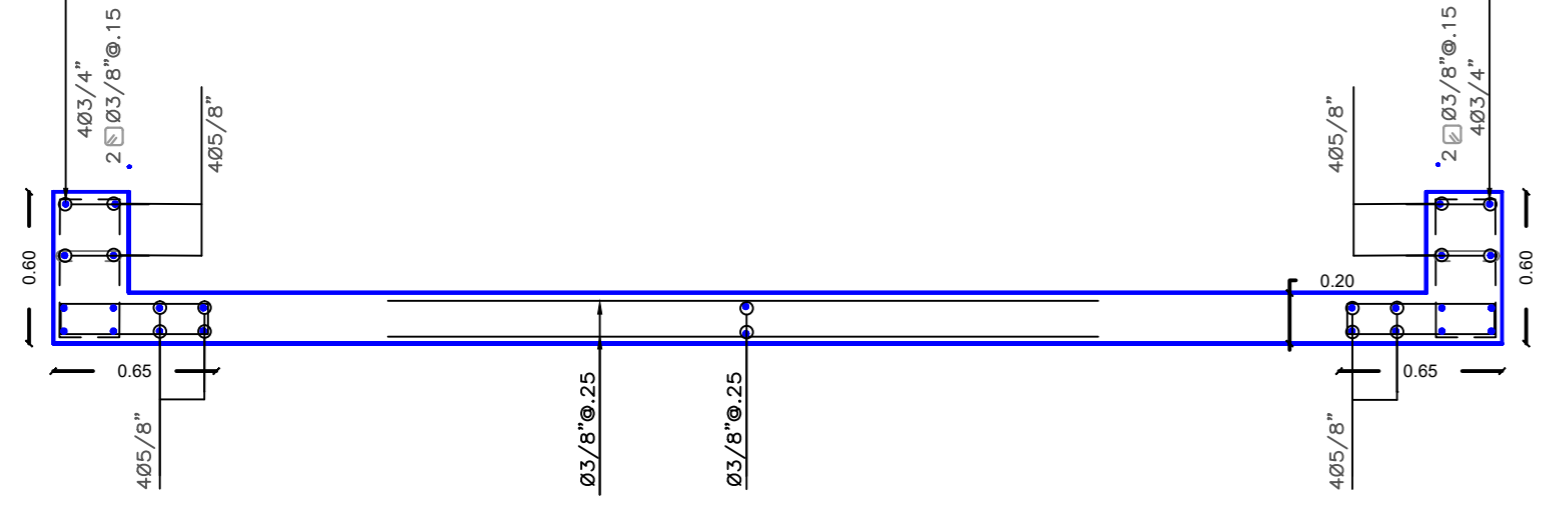
PLACA P2-P2A (f_c=280kg/cm²)
3º al 4º PISO espesor 20cm



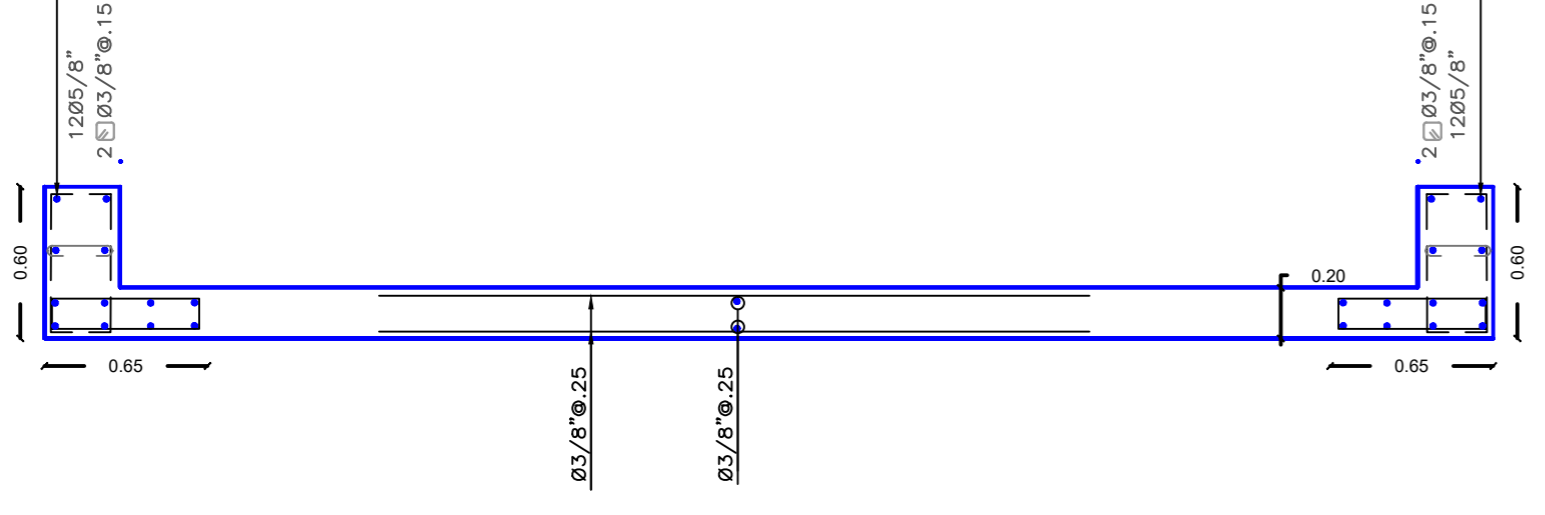
PLACA P2-P2A (f_c=210kg/cm²)
5º al 7º PISO espesor 20cm



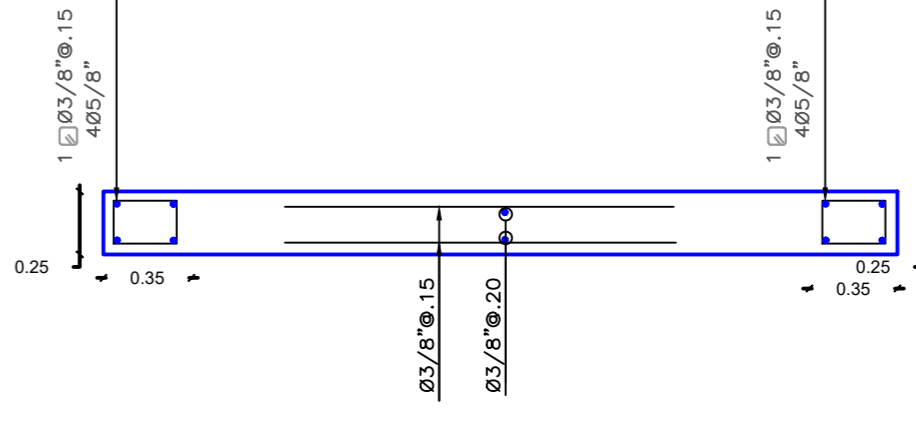
PLACA P3-P3A (f_c=280kg/cm²)
1º al 2º PISO espesor 20cm



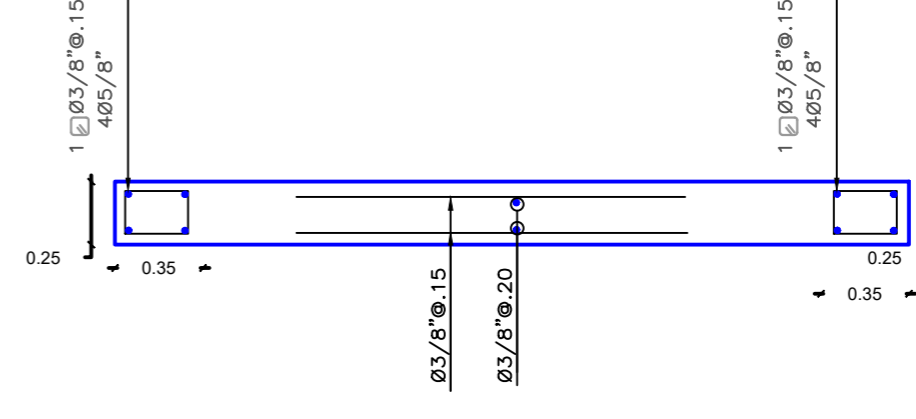
PLACA P3-P3A (f_c=280kg/cm²)
3º al 4º PISO espesor 20cm



PLACA P3-P3A (f_c=210kg/cm²)
5º al 7º PISO espesor 20cm



PLACA P7-P7A (f_c=280kg/cm²)
1º al 4º PISO espesor 25cm



PLACA P7-P7A (f_c=210kg/cm²)
5º al 7º PISO espesor 25cm

Plano N°:

DETALLE DE PLACAS

Elaborado por:

GINO JIAN LIANG YE TAY

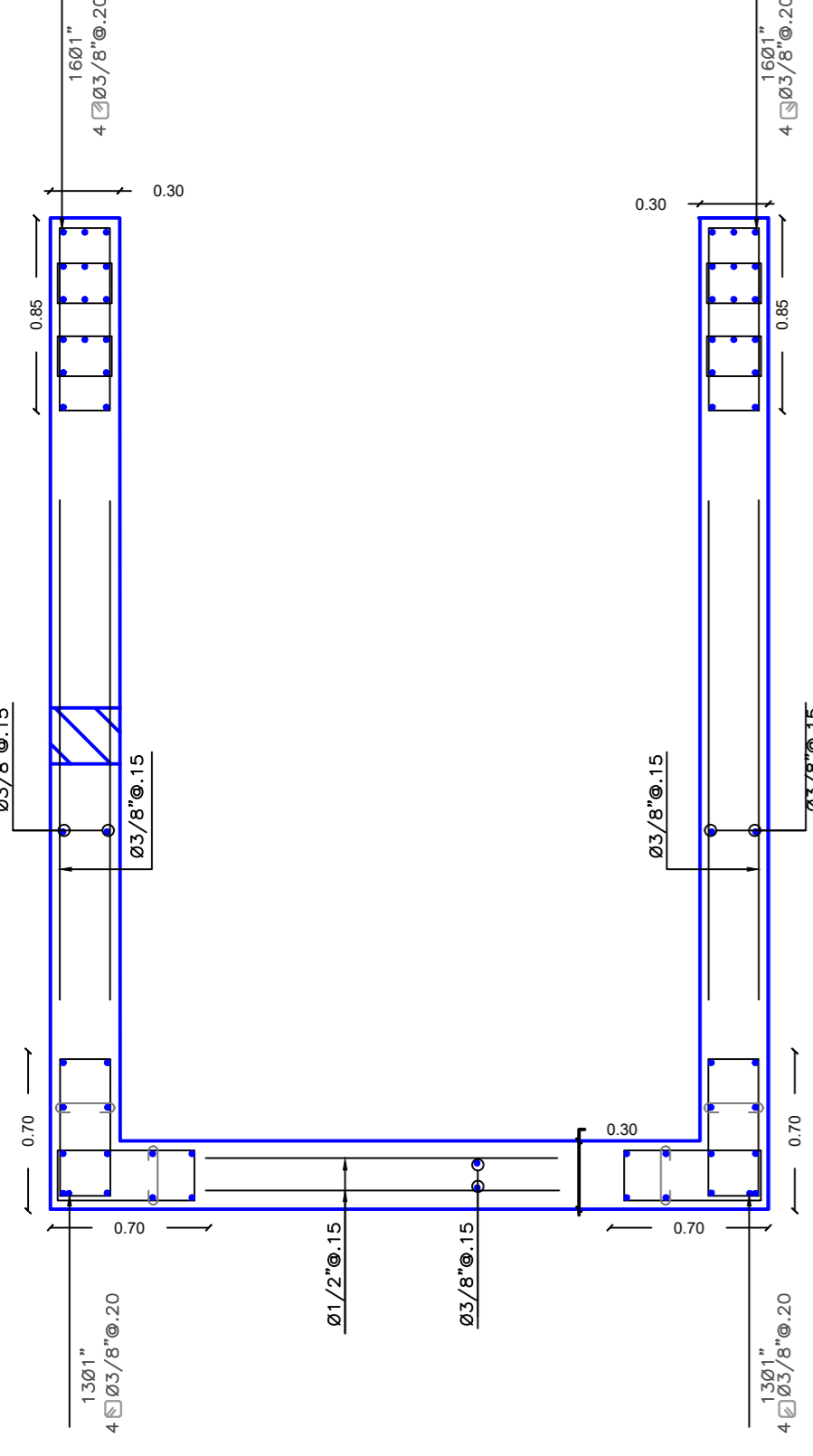
Escala:

1:30

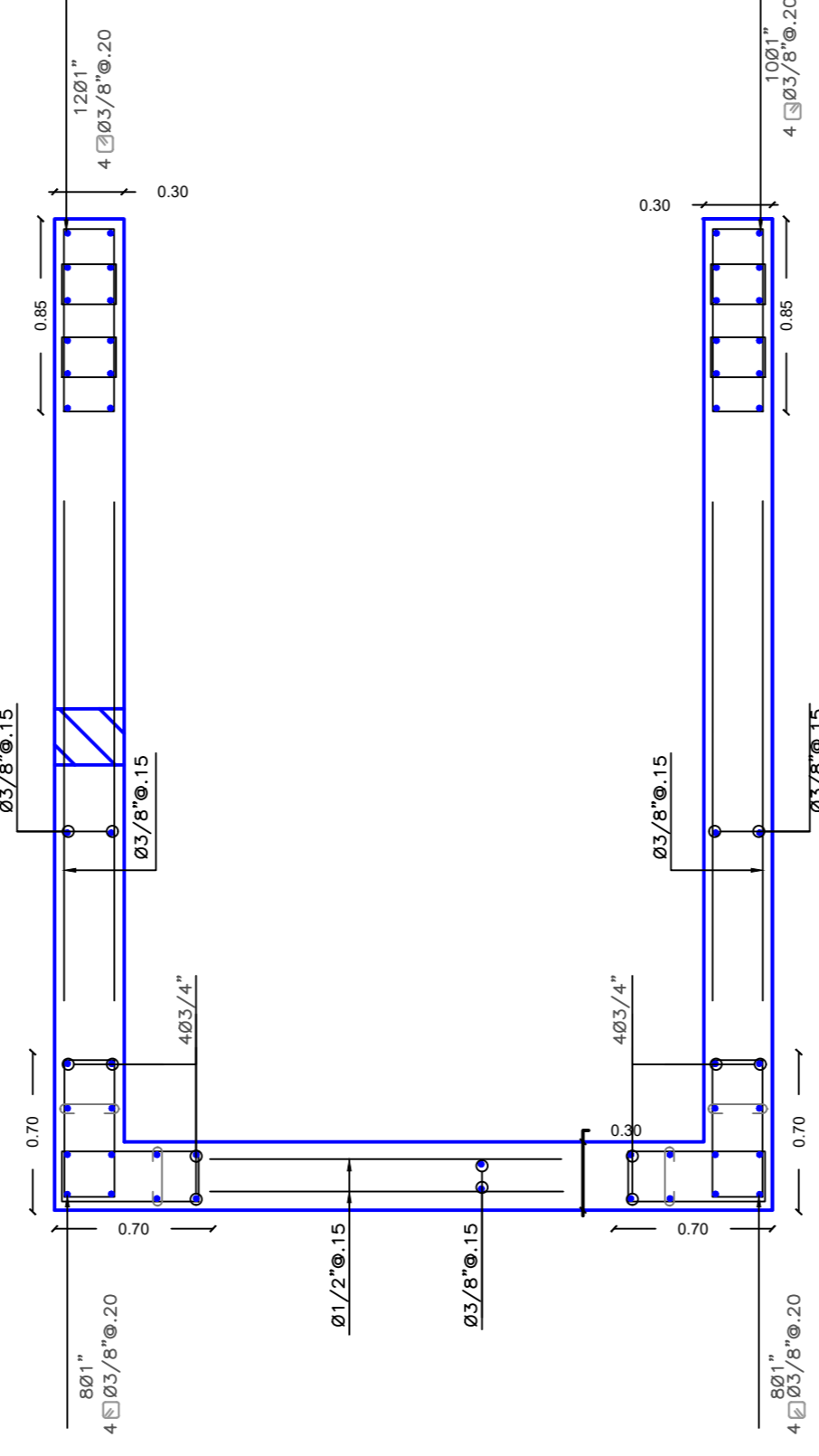
Fecha:

15 DE ENERO 2024

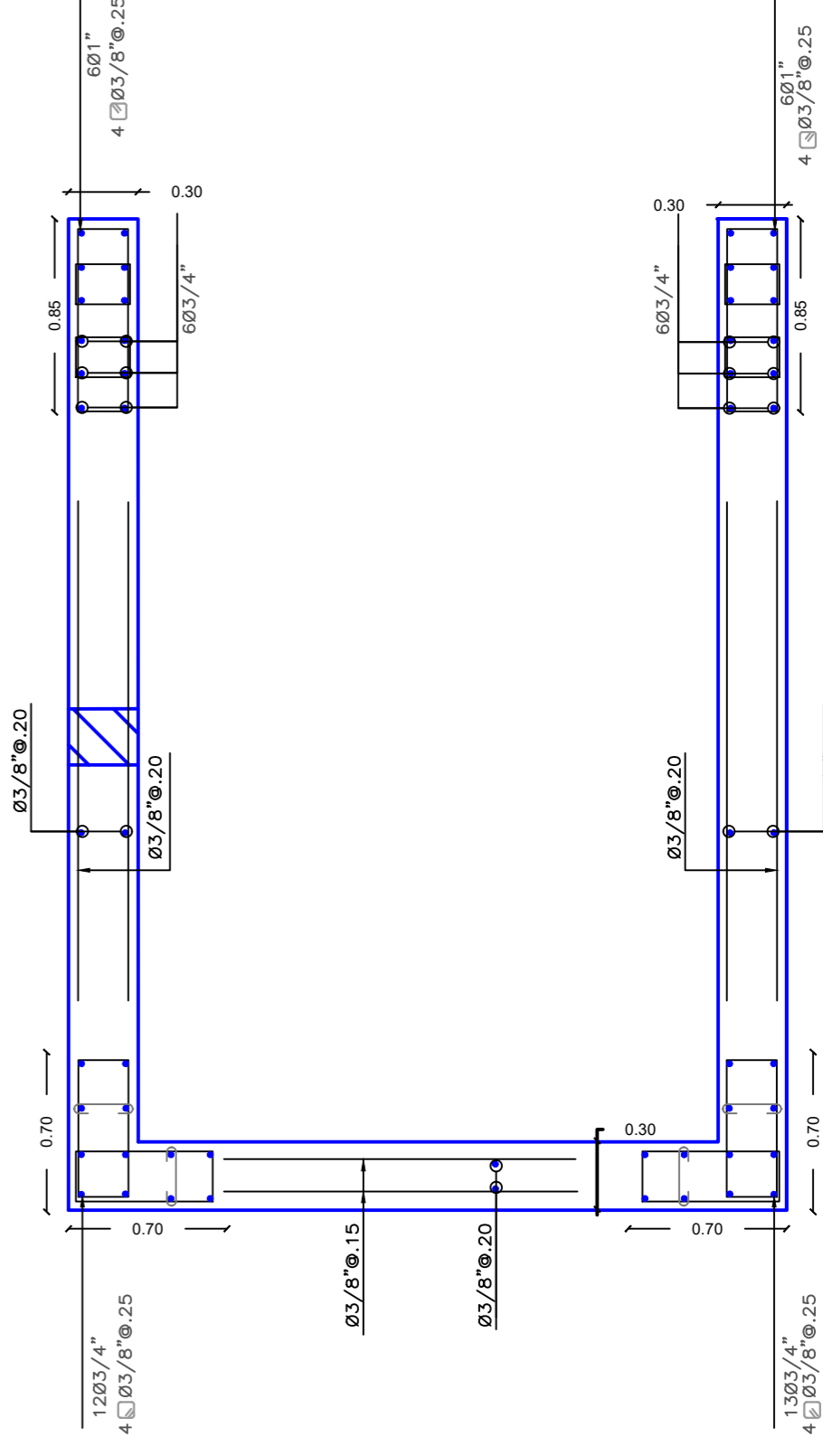
E-03



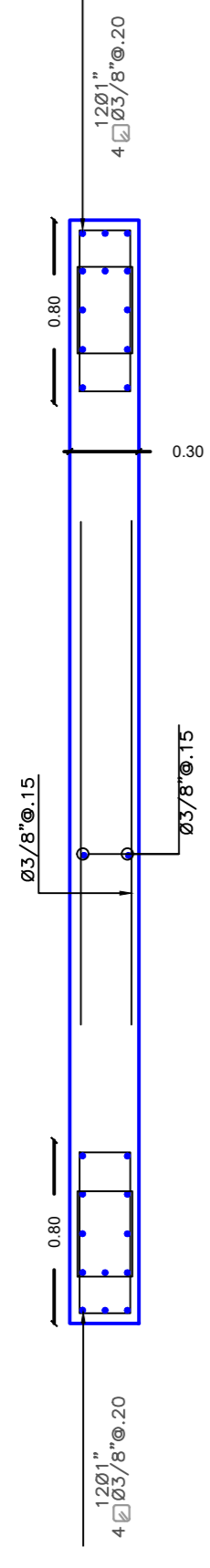
PLACA P6 (f_c=280kg/cm²)
1° al 2° PISO
espesor 30cm



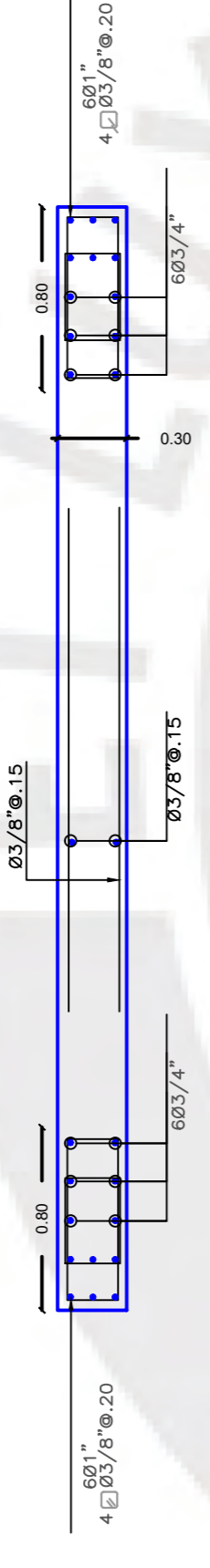
PLACA P6 (f_c=280kg/cm²)
3° al 4° PISO
espesor 30cm



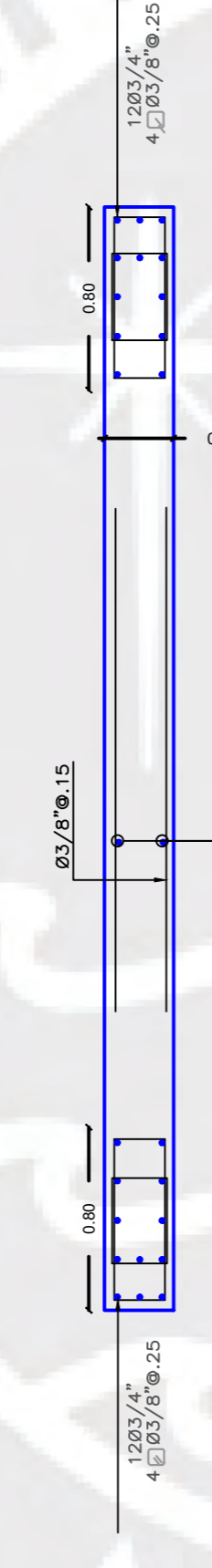
PLACA P6 (f_c=210kg/cm²)
5° al 7° PISO
espesor 30cm



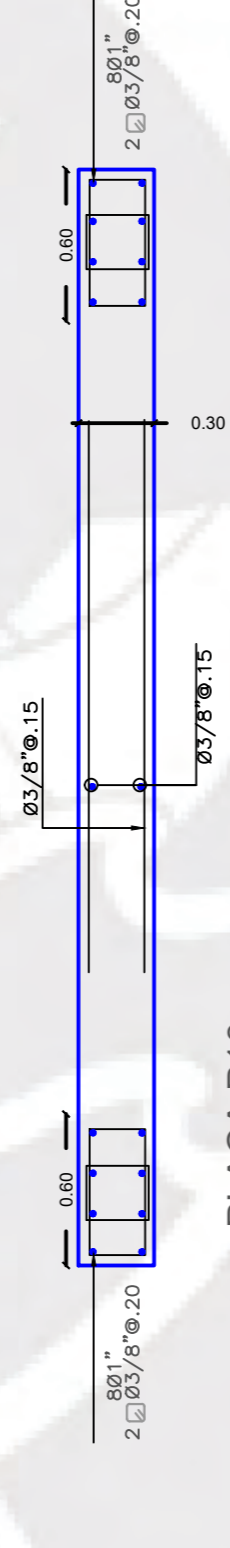
PLACA P8 (f_c=280kg/cm²)
1° al 2° PISO
espesor 30cm



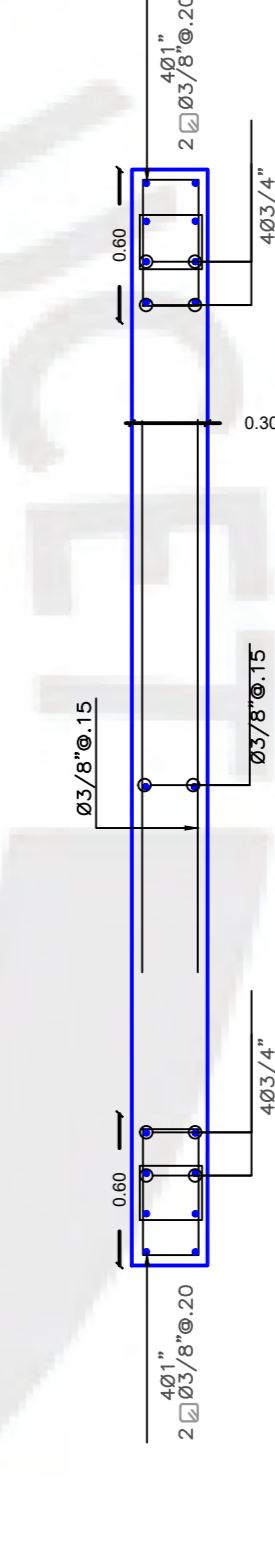
PLACA P8 (f_c=280kg/cm²)
3° al 4° PISO
espesor 30cm



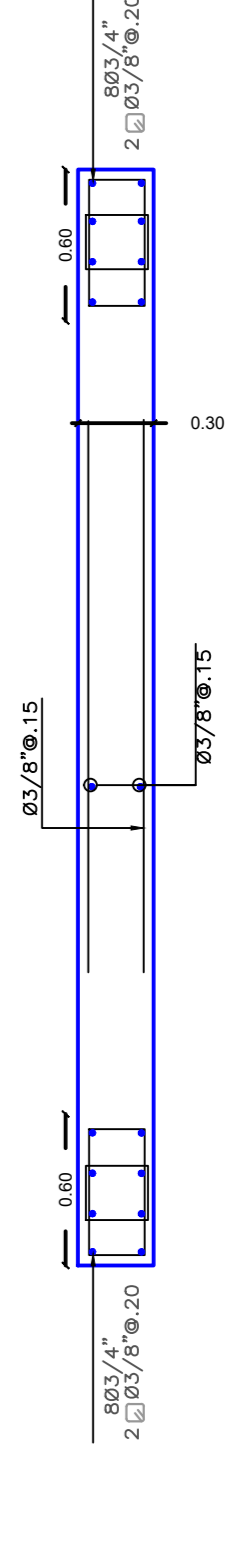
PLACA P8 (f_c=210kg/cm²)
5° al 7° PISO
espesor 30cm



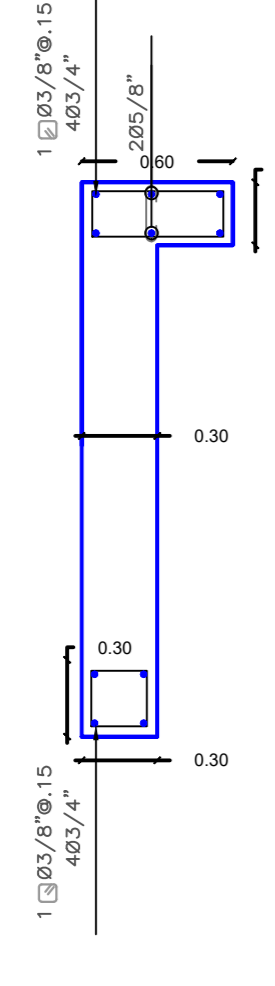
PLACA P10 (f_c=280kg/cm²)
1° al 2° PISO
espesor 30cm



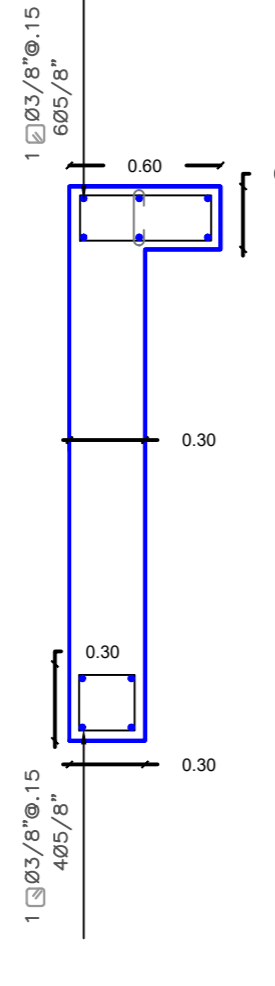
PLACA P10 (f_c=280kg/cm²)
3° al 4° PISO
espesor 30cm



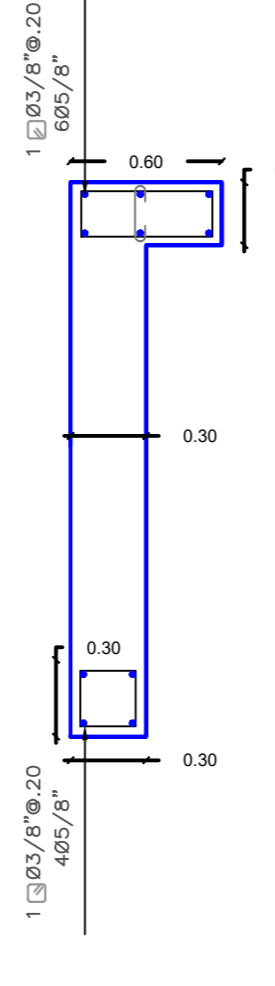
PLACA P10 (f_c=210kg/cm²)
5° al 7° PISO
espesor 30cm



PLACA P9-P9A (f_c=280kg/cm²)
1° al 2° PISO
espesor 30cm



PLACA P9-P9A (f_c=280kg/cm²)
3° al 4° PISO
espesor 30cm



PLACA P9-P9A (f_c=210kg/cm²)
5° al 7° PISO
espesor 30cm

CUADRO DE COLUMNAS Y CONFINAMIENTOS

| TIPO | C-03-04-05-06-07 | C-08 | C-01-02 |
|-------|--------------------------|------|---------|
| NIVEL | AZOTEA | | |
| | 5° 6° 7° | | |
| | 1° 2° 3° 4° | | |
| | FC=210Kg/cm ² | | |
| | CONCRETO | | |
| | | | |

Plano: DETALLE DE PLACAS Y COLUMNAS

Plano N°:

Escala:

Elaborado por:

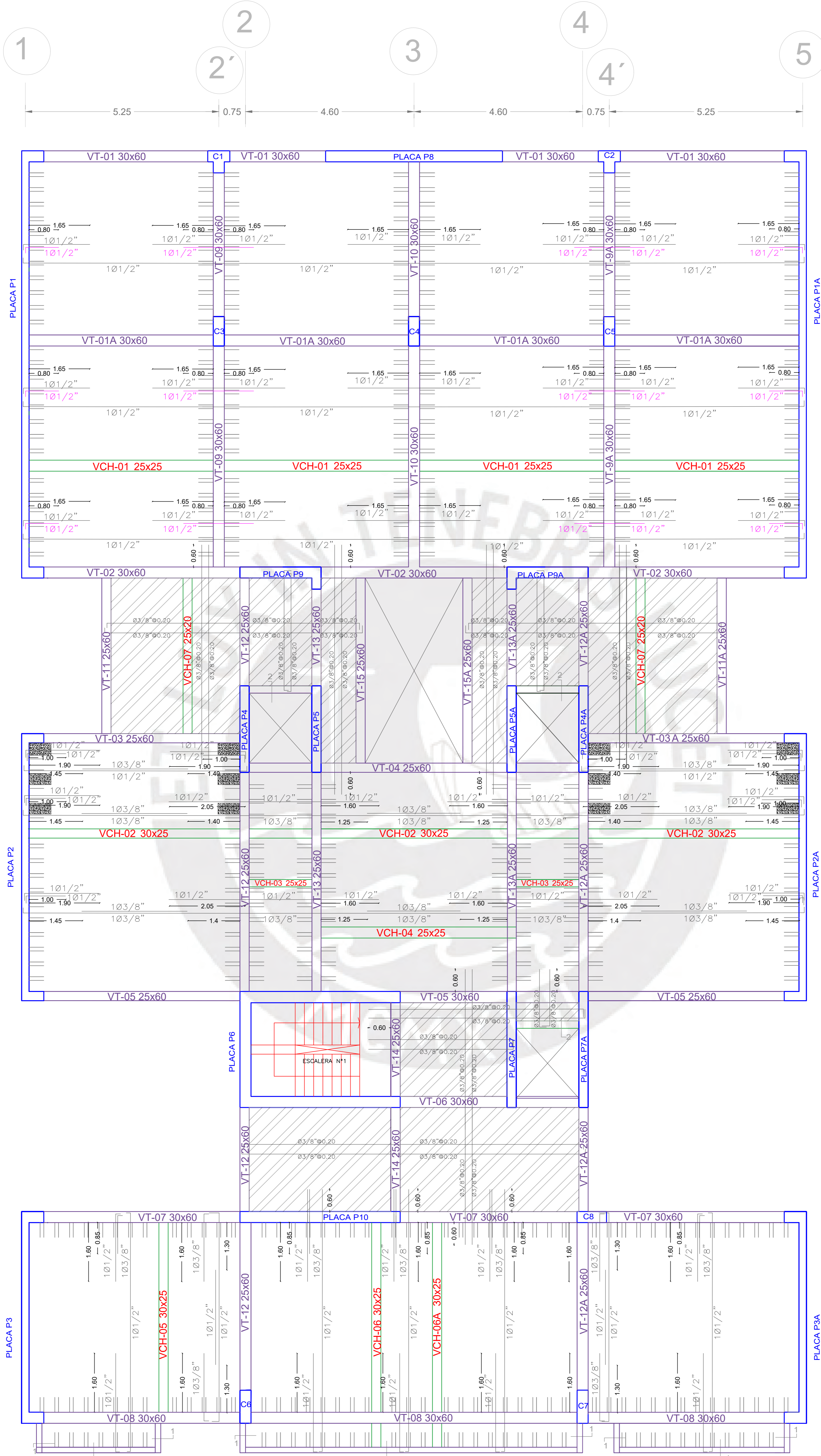
GINO JIAN LIANG YE TAY

1:30

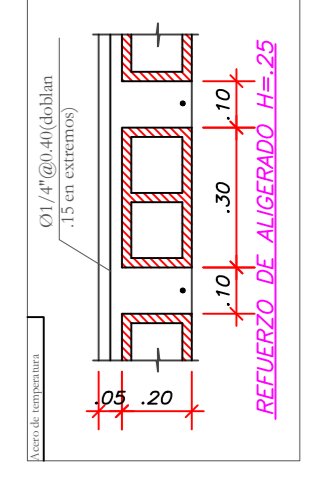
Fecha:

15 DE ENERO 2024

E-04



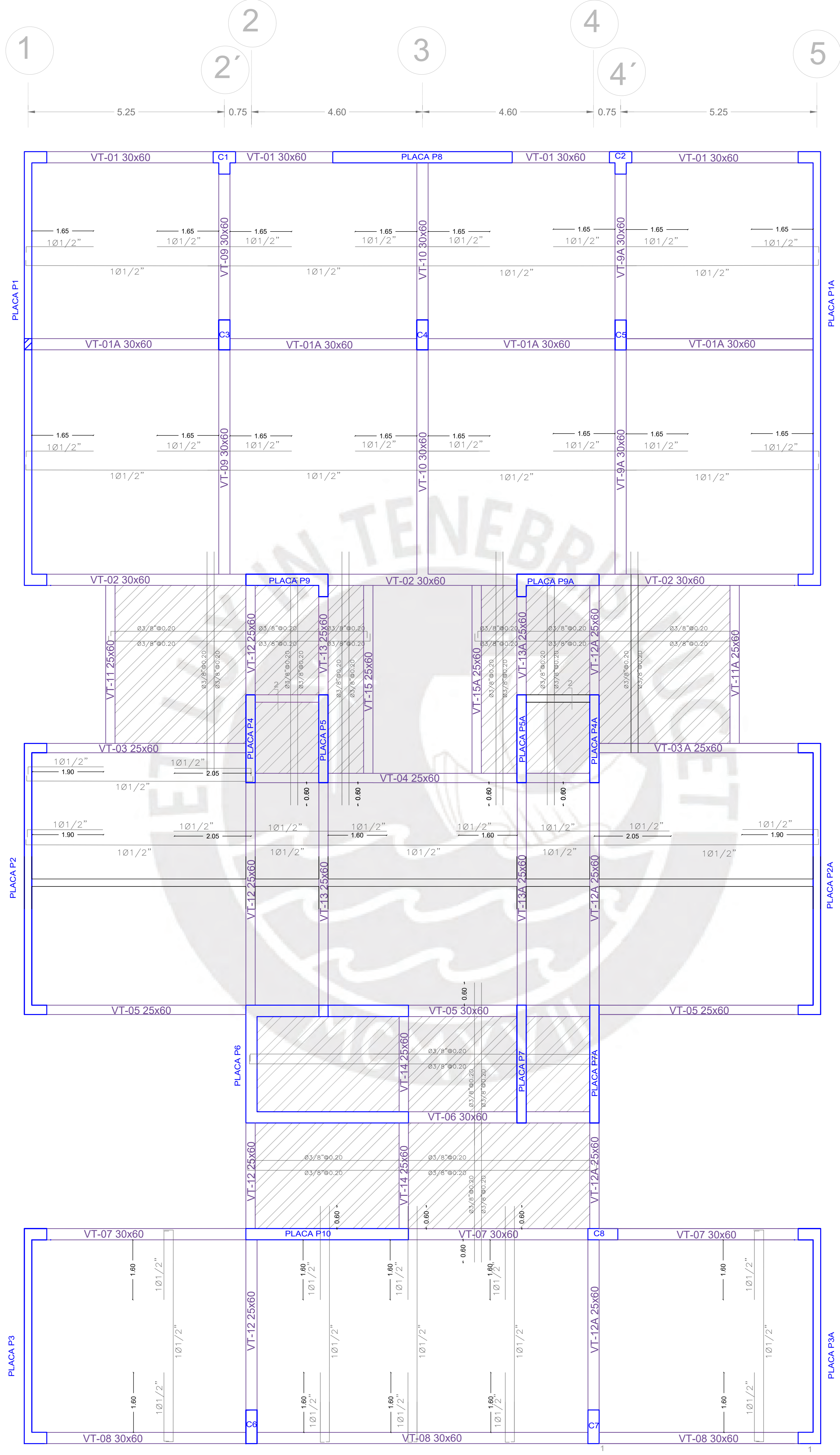
| | | | |
|-----------|---------------------------|----------------|------------------------|
| Plano N°: | | E-05 | |
| Plano: | ENCOFRADO DEL PISO TÍPICO | Elaborado por: | GINO JIAN LIANG YE TAY |
| Escala: | 1:50 | Fecha: | 15 DE ENERO 2024 |



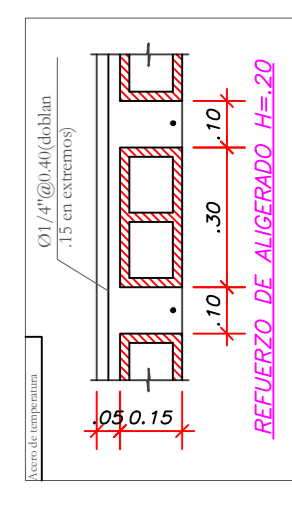
- LOSA ALIGERADA e=0.25m
- LOSA MACIZA e=0.2m

ENCOFRADO DEL PISO TÍPICO

S/C=200kg/m²
Escala 1:50

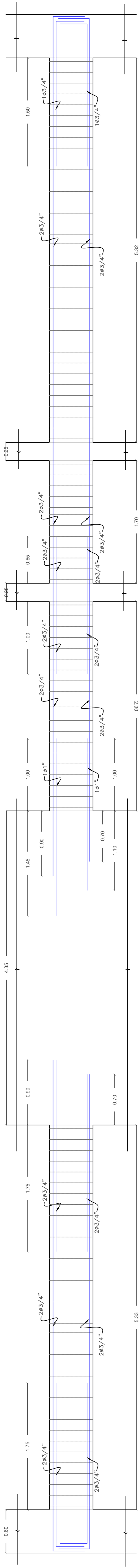


| | | |
|---------------------------------------|-------------------------|------|
| Plano N°: ENCOFRADO DE LA AZOTEA | | E-06 |
| Elaborado por: GINO JIAN LIANG YE TAY | Fecha: 15 DE ENERO 2024 | |
| Escala: 1:50 | | |



- LOSA ALIGERADA e=0.20m
- LOSA MACIZA e=0.2m

ENCOFRADO AZOTEA
 S/C=50kg/m²
 Escala 1:50

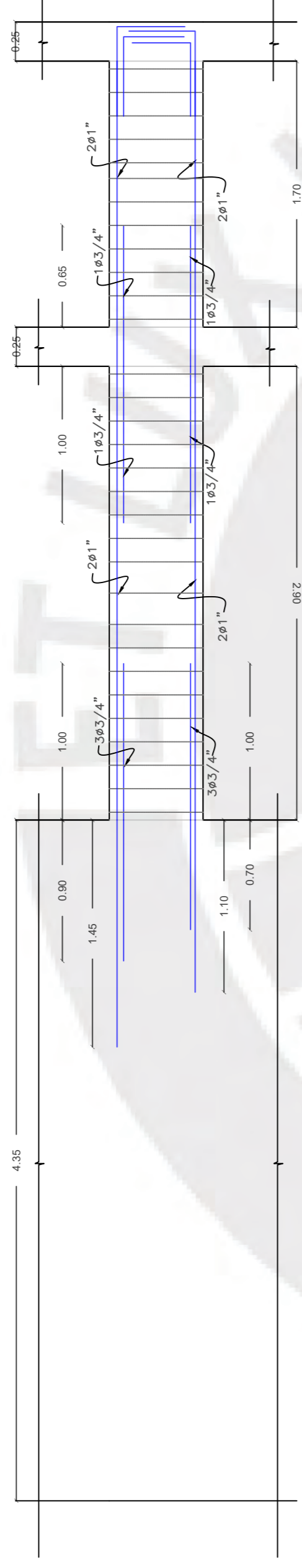


1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 30 en C/Extremo

1 Ø3/8" @ 0.5, Resto @ 15 en C/Extremo

1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 30 en C/Extremo

VT-07 (0.30 x 0.60)
PRIMER A SÉPTIMO PISO

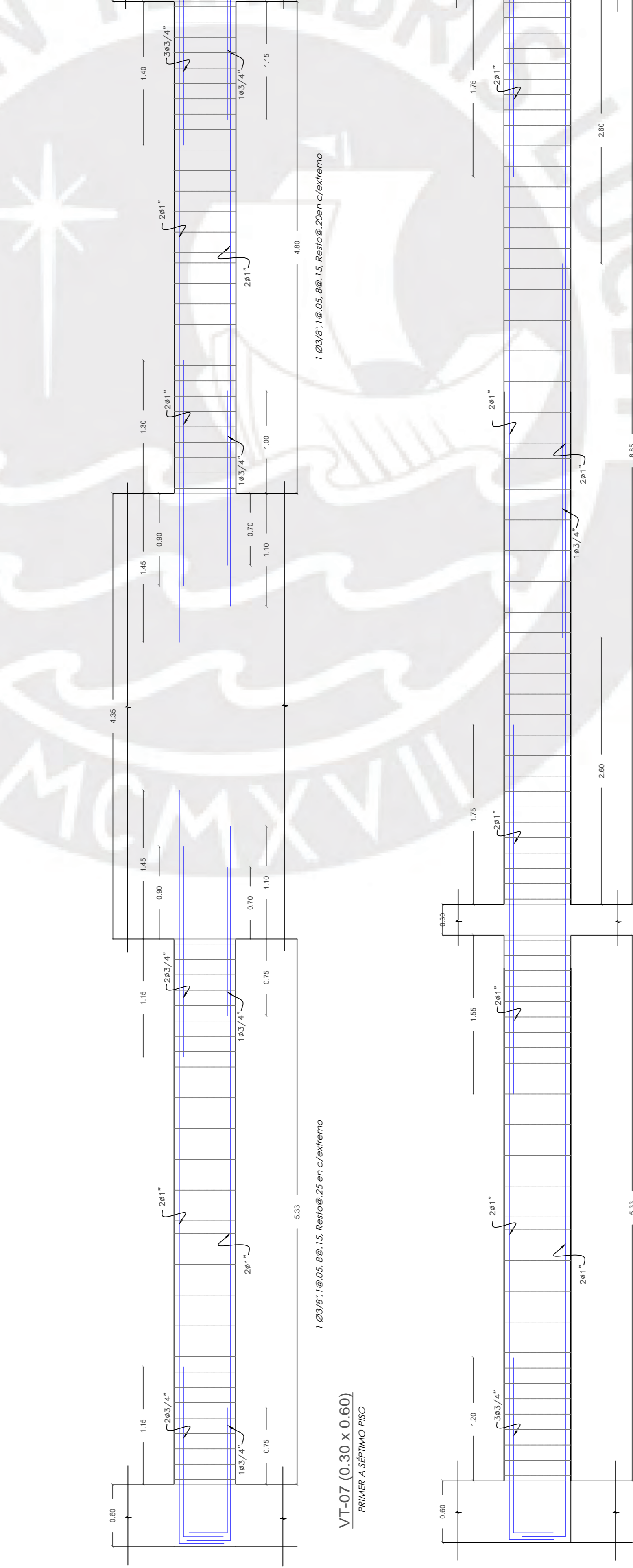


1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 20 en C/Extremo

1 Ø3/8" @ 0.5, Resto @ 15 en C/Extremo

1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 25 en C/Extremo

VT-08 (0.30 x 0.65)
PRIMER A SÉPTIMO PISO

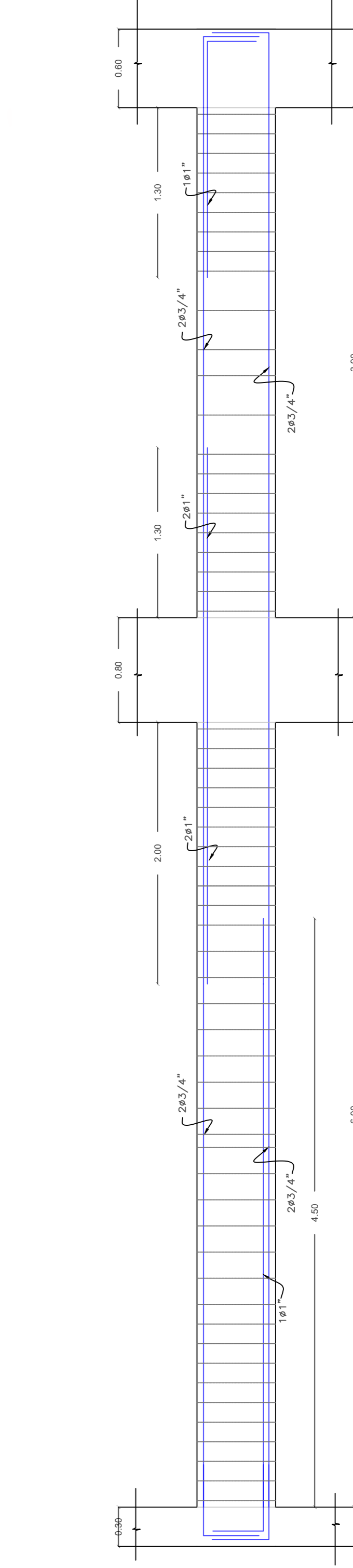


1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 25 en C/Extremo

1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 20 en C/Extremo

1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 30 en C/Extremo

VT-09 & 9A (0.30 x 0.60)
PRIMER A SÉPTIMO PISO



1 Ø3/8" @ 0.5, 10Ø 1.5, Resto @ 20 en C/Extremo

1 Ø3/8" @ 0.5, 8Ø 1.5, Resto @ 30 en C/Extremo

Plano: ENCOFRADO DE LA AZOTEA

Plano N°:

Elaborado por:
GINO JIAN LIANG YE TAY

Escala:
1:30

Fecha:
15 DE ENERO 2024

E-09

