



**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS**

Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR:

FABRICIO ALFREDO NICHU BENIQUE

ASESOR:

JULIO LEONID SILVA MATOS

Lima, agosto, 2020

RESUMEN

En la presente tesis se desarrolló el diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos sin sótanos, ubicado en la provincia de Lima, distrito de Surco. La edificación cuenta con un área de terreno de 1980 m². Respecto a los niveles y la distribución de estacionamientos; todos los niveles cuentan con un área techada de 853.60 m², en el primer nivel se encuentra el acceso a los estacionamientos. El edificio cuenta con un total de 20 departamentos, 4 departamentos por piso. El acceso se encuentra en el primer piso con un pasadizo, que llega hasta la zona de estacionamientos (zona posterior de la edificación), para acceder a los ascensores y escaleras de emergencia (acceso a un hall y posterior acceso a los departamentos), que se localizan en la zona central del edificio.

Con la información obtenida de los planos arquitectónicos se procedió identificar la posible ubicación de los elementos estructurales. Después de ello, se procedió a realizar la estructuración, la cual consiste en ubicar y distribuir los principales elementos estructurales que conformarán la estructura de la edificación; elementos tales como columnas, placas y vigas. Luego, se realizó el pre dimensionamiento de los elementos estructurales siguiendo las recomendaciones del Ing. Antonio Blanco, las cuales serán comprobadas. Posteriormente, se realizó un metrado convencional de cargas verticales para el análisis de las losas, vigas, columnas y placas. Dicha información servirá para hacer un análisis por cargas de gravedad de los principales elementos estructurales, para verificar si las dimensiones adoptadas en la estructura anteriormente son adecuadas. Luego, de acuerdo con la Norma de Diseño Sismoresistente, se realizará el análisis estático y análisis dinámico de la estructura con el programa ETABS.

Finalmente, se realizará el diseño de los elementos de concreto armado mediante el método de Diseño por Resistencia según la Norma de concreto armado E.060, todo ello será plasmado en planos acompañados con detalles y especificaciones técnicas.

AGRADECIMIENTOS



A Dios por seguir permitiéndome compartir logros con mis seres queridos.

A mis padres por el apoyo y soporte brindado en todos los aspectos, para realización de todas mis metas.

Al Ing. Julio Silva por el apoyo brindado a lo largo del desarrollo de la tesis y por la confianza que depositó en mi persona.

A la universidad y a mis profesores por las enseñanzas dejadas, las cuales han sido y serán de mucha ayuda en mi vida profesional.

A mis compañeros por hacer de mi estadía en la universidad más amena.

TABLA DE CONTENIDOS

CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	2
1.3. OBJETIVOS.....	3
CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PRE DIMENSIONAMIENTO	5
2.1 ESTRUCTURACIÓN.....	5
2.2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO	7
2.3 PREDIMENSIONAMIENTO	9
CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO.....	12
3.1 INTRODUCCIÓN.....	12
3.2 PARÁMETROS Y FACTORES DEL ANÁLISIS SÍSMICO.....	12
3.3 MODELO ESTRUCTURAL	13
3.4 RESULTADOS DEL ANÁLISIS.....	15
CAPÍTULO 4: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	20
4.1 INTRODUCCIÓN	20
4.1 DISEÑO POR FLEXIÓN	22
4.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	24
4.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	25
CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS	27
5.1 DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS.....	27
5.2 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....	32
CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS.....	39
6.1 VIGAS PERALTADAS	39
6.2 VIGAS CHATAS	52
6.2.1 DISEÑO POR FLEXIÓN	53
6.2.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	54
CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS.....	56
7.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	56
7.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	60
CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS.....	66
8.1 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	66
8.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	71
CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIÓN	76
9.1 CARACTERÍSTICAS DEL SUELO DE CIMENTACIÓN	76

Diseño estructural de un edificio multifamiliar de concreto armado de cinco pisos

v

9.2 DIMENSIONAMIENTO.....	76
9.3 VERIFICACIÓN DE ESFUERZOS	77
9.4 DISEÑO POR PUNZONAMIENTO	77
9.5 DISEÑO POR CORTANTE.....	78
9.6 DISEÑO POR FLEXIÓN	79
9.7 EJEMPLO ZAPATA AISLADA Z-4	79
CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ELEMENTO COMPLEMENTARIOS	84
10.1 DISEÑO DE ESCALERAS.....	84
10.2 DISEÑO DEL CISTERNA Y CUARTO DE BOMBAS.	88
CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	95
FUENTES CITADAS.....	97
ANEXO A. ARQUITECTURA 1RA PLANTA.....	99
ANEXO B. ARQUITECTURA PLANTA TÍPICA.....	100
ANEXO C. CIMENTACIÓN	101
ANEXO D. ENCOFRADO PLANTA TÍPICA	102
ANEXO E. ENCOFRADO AZOTEA	103
ANEXO F. DETALLE DE PLACAS	104
ANEXO G. CUADRO DE COLUMNAS	105
ANEXO H. VIGAS PERALTADAS.....	106
ANEXO I. VIGAS PERALTADAS AZOTEA	107

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Primera planta de arquitectura.	2
Figura 1.2 Planta típica de arquitectura.	3
Figura 2.2.1. Distribución de columnas y placas	8
Figura 3.3.1 Modelo tridimensional de la estructura realizado en ETABS.	14
Figura 3.4.1 Espectro para el análisis dinámico modal espectral.	18
Figura 4.1.1 Caracterización del bloque de compresiones con $f'c$ menor o igual a 280Kg/cm ² (Ottazzi, 2018)	23
Figura 4.1.2 Diagrama constitutivo del acero de refuerzo (Ottazzi, 2018)	23
Figura 4.1.3 Análisis en secciones rectangulares (ACI 318S-14, 2014)	23
Figura 4.1.4 Diagrama de interacción con puntos notables comunes (Ottazzi, 2018).	26
Figura 5.1.1 Idealización de la losa aligera contigua a una losa maciza.	28
Figura 5.1.2 Modelo de losa aligerada con carga muerta última (en kgf/m).	29
Figura 5.1.3 Diagrama de fuerza cortante en ton.	29
Figura 5.1.4 Diagrama de momento flector en ton-m.	29
Figura 5.1.5 Vista en planta del diseño de losa aligerada de la planta típica.	32
Figura 5.2.1 Modelo de losa maciza del ascensor.	33
Figura 5.2.2 Diagrama de momentos en la dirección YY en dirección de las flechas (unidades en kgf-m).	34
Figura 5.2.3 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección YY en dirección de las flechas (unidades en kgf).	35
Figura 5.2.4 Diagrama de momentos en la dirección XX en dirección de las flechas(unidades en kgf-m)	35
Figura 5.2.5 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección XX de las flechas (unidades en kgf)	36
Figura 5.2.7. Diseño de losa maciza de la planta típica en la zona del ascensor.	38
Figura 6.1.1. Cargas distribuidas en la viga V-3 por peso de las losas.	39
Figura 6.1.2 Diagrama de momento flector de la viga V-1 (Envolvente de cargas).	40
Figura 6.1.3 Aporte de los bastones negativos.	42
Figura 6.1.4 Cortante isostática última. (Norma E.060).	44
Figura 6.1.5 Combinaciones de carga para la envolvente.	46
Figura 6.1.6 Diagrama de fuerza cortante amplificado en toneladas.	46
Figura 6.1.7 Sección transformada para el cálculo de momento de inercia agrietado.	49
Figura 6.1.8 Deflexión por la tabiquería de la sección no agrietada.	50
Figura 6.1.9 Deflexiones máximas admisibles (Norma E.060).	52
Figura 6.1.10 Diseño final del tramo 1 y 2 de la viga V-3.	52
Figura 6.2.1 Viga chata de dos tramos.	53
Figura 6.2.5 Detalle en elevación de la viga chata.	55
Figura 7.1.1 Columna interior C2 en el eje 2-D.	56

Figura 7.1.2 Arreglo con cuantía del 1.1%.....	58
Figura 7.1.3 Diagrama de interacción para los puntos P(ton) y M2(ton-m).....	59
Figura 7.1.4 Diagrama de interacción para los puntos P(ton) y M3(ton-m).....	59
Figura 7.2.1 Diagrama de interacción Mn vs Pn.	60
Figura 7.2.2 Cortante de diseño para columnas (Norma E.060).	61
Figura 7.2.3 Armado final de la columna C1.	65
Figura 7.2.4 Elevación de columna C1.	65
Figura 8.1.1 Ubicación de la placa PL-06 y ejes locales.....	66
Figura 8.1.2 Diagrama de interacción para el momento M3.....	68
Figura 8.1.3 Diagrama de interacción para el momento M2.....	69
Figura 8.1.4 Diseño por flexocompresión de la placa PL-06.....	69
Figura 8.1.5 Diagrama de momento curvatura asociado a la carga axial Pu.....	70
Figura 8.2.1 Momento nominal asociado a la carga axial Pu en la dirección 3.	72
Figura 8.2.2 Disposición final de la placa PL-06.	75
Figura 9.1 Área de influencia para el punzonamiento.....	78
Figura 9.2 Diseño por cortante.....	79
Figura 9.3 Ejes locales de la columna central C3.....	80
Figura 9.4 Diseño de la zapata aislada de la columna C-1.....	83
Figura 9.5 Desempeño de la cimentación bajo esfuerzo con sismo (unidades en kg/cm ²).....	83
Figura 10.1 Vista en planta de la escalera.....	84
Figura 10.2 Modelo estructural de la escalera de cargas ultimas.....	85
Figura 10.3 Diagrama de momentos flectores de la escalera y los descansos.....	85
Figura 10.4 Diagrama de fuerza cortante de la escalera y los descansos.....	87
Figura 10.5 Diseño de la escalera.....	87
Figura 10.1 Suma de cargas distribuidas del empuje del suelo y sobrecarga en ton/m.....	90
Figura 10.2 Diagrama de momento flector por empuje de suelos y sobrecarga en ton-m.	91
Figura 10.3 Diagrama de fuerza cortante por empuje de suelos y sobrecarga en ton.	91
Figura 10.4 Carga distribuida del empuje hidrostático en ton/m.	92
Figura 10.5 Modelo de la losa para la cisterna y cuarto de bombas.....	93
Figura 10.6 Diagrama de momento flector de la losa superior en ton-m.	93
Figura 10.7 Diagrama de fuerza cortante de la losa inferior en ton.	94

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.3.1 Recomendaciones de peraltes de losa aligerada (adaptado de Blanco, 1994).....	9
Tabla 2.3.2 Recomendaciones de peraltes de losa maciza (adaptado de Blanco, 1994)	9
Tabla 2.3.3 Predimensionamiento de vigas del eje , entre los ejes A y C.	10
Tabla 2.3.4 Pre dimensionamiento de columnas.	11
Tabla 3.3.1 Pesos unitarios de los elementos en el modelo estructural.	14
Tabla 3.3.2 Masa sísmica de cada piso.	15
Tabla 3.4.1 Periodos fundamentales	16
Tabla 3.4.2 Resumen de los parámetros sísmicos	17
Tabla 3.4.3 Comprobación del sistema estructural.	17
Tabla 3.4.4 Fuerza cortante mínima y factor de escala	19
Tabla 3.4.5 Desplazamientos y derivas inelásticas de cada piso.....	19
Tabla 4.1.1 Factor de reducción de resistencia de acuerdo al tipo de sollicitación (Adaptado de Ottazzi, 2018)21	
Tabla 5.1.1 Aceros mínimos para viguetas típicas. (Adaptado de Ottazzi, 2018).....	27
Tabla 6.1.1 Cargas de servicio y cargas amplificadas para la viga V-3.	41
Tabla 6.1.2 Diseño por flexión de la viga V-3.	41
Tabla 6.1.3 Longitudes rectas de anclaje para barras superiores en tracción. (Adaptado de Ottazzi, 2018)43	
Tabla 6.1.4 Metrado de cargas para el tramo 1 y 2.	43
Tabla 6.1.5 Metrado de cargas para el tramo 3.	44
Tabla 6.1.6 Diseño por capacidad del tramo 1.	44
Tabla 6.1.7 Diseño por capacidad del tramo 2.....	44
Tabla 6.1.8 Diseño por capacidad del tramo 3.	45
Tabla 6.1.9 Cortante de diseño.....	47
Tabla 6.1.10 Cortantes de diseño.	47
Tabla 6.1.11 Estribos de confinamiento.....	48
Tabla 6.2.1 Metrado de cargas	54
Tabla 7.1.1 Cargas de la columna C2.....	57
Tabla 7.1.2 Combinaciones de carga en la base del primer piso de la columna C2.....	57
Tabla 7.2.1 Diseño por capacidad.....	62
Tabla 7.2.2 Espaciamiento central elegido (según incisos y cálculo).	63
Tabla 7.2.3 Longitud y espaciamiento de confinamiento.....	64
Tabla 7.2.4 Arreglo de estribos para la columna exterior C1.....	64
Tabla 8.1.1 Cargas en servicio de la placa PL-06.	67
Tabla 8.1.2 Combinaciones de carga para la placa PL-06	67

Tabla 8.2.1 Fuerza cortante amplificada para el diseño por capacidad para la dirección 2.....	72
Tabla 8.2.2 Fuerza cortante amplificada para el diseño por capacidad para la dirección 3.....	74
Tabla 9.1 Cargas en la base de la columna C3.....	80
Tabla 9.2 Verificación de esfuerzos.....	81
Tabla 9.3 Esfuerzos últimos y esfuerzo máximo para el diseño	81
Tabla 10.1 Dotación diaria por número de dormitorios (Norma IS-010).....	88
Tabla 10.2 Dotación para los departamentos	88
Tabla 10.3 Dotación para los ambientes comunes	88
Tabla 10.4 Dimensiones de la cisterna.....	89
Tabla 10.5 Metrado de cargas para la losa de la cisterna y cuarto de bombas	92



CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

1.1. Introducción

En el Perú, específicamente en la zona costera, el peligro sísmico es determinante al momento de planificar un proyecto de edificación. Ello debido a que el Perú pertenece al cinturón de fuego del Pacífico, en donde se encuentran las zonas de subducción de placas más importantes del mundo.

En primer lugar: la estructuración es crucial para predecir el comportamiento que la edificación tiene durante un sismo; dicha estructuración comprende la forma, continuidad, simetría y simplicidad de los elementos estructurales que componen el edificio. Asumiendo que se cuenta con una geometría regular en planta de la edificación, se puede distribuir uniformemente los elementos estructurales tomando en cuenta las direcciones ortogonales de análisis (dirección X e Y). No obstante; si se cuenta con una estructura asimétrica, se deberá analizar con detenimiento los efectos torsionales y realizar una adecuada estructuración que no genere excentricidad. Dicha excentricidad que se genera entre el centro de masa de la estructura y el centro de rigidez de la misma puede generar mayores efectos torsionales.

En segundo lugar; el concreto armado es uno de los materiales de construcción más usados, debido a sus ventajas que este conlleva. Es un material relativamente económico a comparación de otros materiales de construcción, es de fácil uso, sencillo de conseguir, fácil de transportar; entre otras muchas más. Debido a su composición; posee masa y rigidez, las cuales aportan significativamente al buen desempeño de este ante diferentes solicitaciones de cargas (menor sensibilidad a vibraciones laterales).

Finalmente, para garantizar la seguridad de la estructura, que implica el correcto desempeño ante solicitaciones sísmicas y de gravedad, el diseño se basará en normas técnicas vigentes en el Perú, las cuales establecen los requisitos mínimos que se deben cumplir para asegurar el buen desempeño de la edificación. En efecto, de acuerdo a la Norma de Cargas E.020, con referencia a las estructuras destinadas como uso de vivienda se optará por un valor de carga viva repartida de 200 kg/m² y para la azotea un valor de 100kg/m². Del mismo modo, de acuerdo a la Norma de Diseño Sismo Resistente E.030, se optará por factores de acuerdo a las características de la edificación y tipo de suelo, dichos factores para el análisis estático y dinámico de la estructura. Por último, de acuerdo a la Norma de Diseño de Concreto Armado E.060, se usará el método por resistencia para el diseño de los elementos estructurales y diseño por capacidad para elementos con responsabilidad sísmica.

1.2.Descripción del proyecto

El presente proyecto es una edificación multifamiliar ubicada en el distrito de Santiago de Surco, provincia de Lima. El proyecto consta de cinco niveles, con cuatro departamentos distribuidos en cada piso, dando un total de veinte departamentos. La edificación cuenta con estacionamientos ubicados en la zona posterior del primer nivel, con acceso en la zona frontal izquierda. El ingreso peatonal es por la zona central, la cual cuenta con un hall que comprende el ascensor y las escaleras de emergencia. La altura es de 2.7 metros (de piso terminado a piso terminado superior) en todos los niveles.

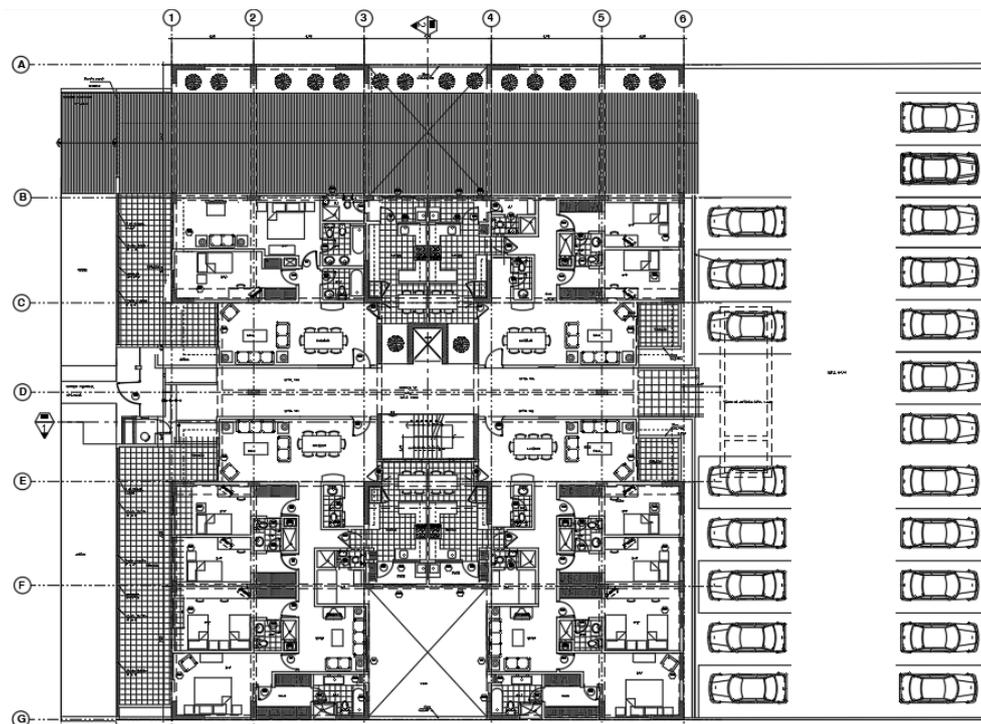


Figura 1.1 Primera planta de arquitectura.

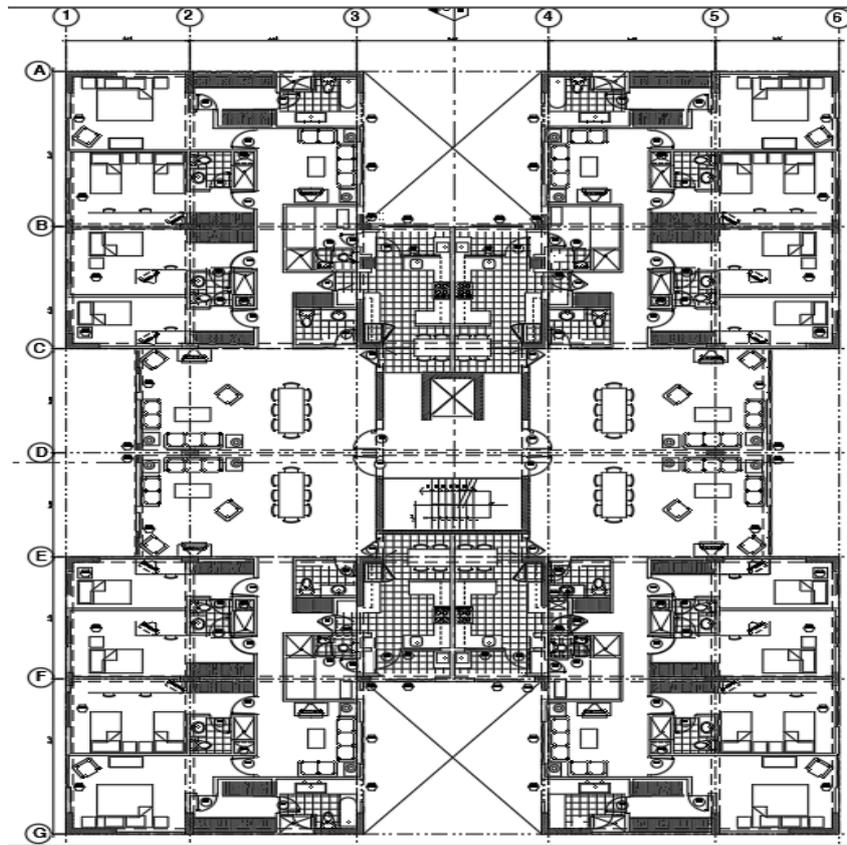


Figura 1.2 Planta típica de arquitectura.

1.3. Objetivos

1.3.1 Objetivos generales

Desarrollar un proyecto estructural de una edificación destinada a uso de viviendas cumpliendo las exigencias de la normativa peruana; asimismo, obtener un diseño eficiente y económico sin comprometer la seguridad de la edificación ante las solicitaciones de cargas (sismo y gravedad).

1.3.2 Objetivos específicos

- Realizar una correcta estructuración sin interferir con la arquitectura de la edificación y, teniendo en cuenta el posible desempeño de la edificación ante cargas de gravedad y sismo.
- Dotar de una adecuada rigidez lateral a la edificación para controlar las derivas máximas permisibles descritas en la Normas E.030 de Diseño Sismoresistente.

- Analizar estructuralmente todos los elementos de concreto armado, para posteriormente realizar el diseño siguiendo los requisitos y exigencias de la Norma E.060 de Concreto Armado.
- Verificar y controlar el estado límite de servicio relacionado a las deflexiones en elementos como vigas y losas.
- Plasmar todo lo desarrollado en el trabajo de tesis en planos de estructuras, los cuales deben comprender información de los elementos estructurales, detalles y especificaciones técnicas.



CAPÍTULO 2: ESTRUCTURACIÓN Y PRE DIMENSIONAMIENTO

2.1 Estructuración

2.1.1 Objetivo

El objetivo de la estructuración es distribuir y definir con criterio las características de los elementos estructurales que componen la edificación basándonos y respetando la arquitectura del proyecto; todo ello, en base al buen desempeño que se desea obtener en la edificación ante sollicitaciones de cargas de gravedad y sismo.

2.1.2 Criterios de estructuración

Todos los criterios de estructuración fueron tomados de referencias enunciadas en el libro: "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" (Antonio Blanco 1997).

A) Simplicidad y simetría

Es deseable que la estructura de la edificación sea lo más simple posible, para que el comportamiento ante sismos sea predecible y, además la idealización de los elementos estructurales sea mucho más sencilla.

La ubicación de los elementos sismo-resistentes verticales es crucial para evitar la excentricidad y rigidez torsional, los cuales pueden ser muy intensos.

En la edificación, debido a la mayor presencia de placas en un sentido (X-X), se decidió ubicar placas en "L" en el otro sentido, para lograr simetría en ambas direcciones y, evitar la excentricidad entre el centro de masas (donde actúan las fuerzas sísmicas) y centro de rigidez (donde se absorben las fuerzas de los elementos estructurales).

B) Resistencia y ductilidad

La resistencia de la estructura en todas sus direcciones es importante, en por lo menos dos direcciones ortogonales. Se optó ubicar ejes simétricos y con distancias entre ellos similares, para procurar uniformizar el predimensionamiento de los elementos horizontales; asimismo, la cantidad y dimensión de dichos elementos confieren a la estructura resistencia. Adicional a ello se tomó en cuenta la arquitectura, evitando vigas o columnas en medio de ambientes principales.

La sollicitación sísmica es eventual y resulta económicamente inviable diseñar para un comportamiento elástico, por ello se diseña con una resistencia inferior a la exigida por el sismo (factor de reducción

sísmico R). Cuando la estructura sobrepasa el límite elástico, se incursiona a una etapa inelástica, la cual representa daño proporcional a las deformaciones. La ductilidad, es aquella propiedad que posee la estructura para deformarse de manera sostenible, y lo ideal es que dicha ductilidad sea lo más alta posible. Para garantizar el desarrollo de ductilidad, se debe lograr en el diseño de los elementos que la resistencia por corte sea mayor a la resistencia proporcionada por flexión; y además, que la falla sea por la fluencia del acero mas no por compresión del concreto. Por ello, se limitará la cantidad de acero; al acero máximo y al acero mínimo para cada elemento de concreto armado de la estructura y se realizará el diseño por capacidad para elementos con responsabilidad sísmica.

C) Hiperestaticidad y monolitismo

La hiperestaticidad genera una redistribución de fuerzas internas, logrando un mayor rango inelástico (mayor grado de seguridad).

El monolitismo en los elementos estructurales genera nudos rígidos lo que se traduce en una alta redundancia (hiperestaticidad).

En el presente proyecto, se asumirá que el vaciado será in-situ y por ello, se tendrá la característica descrita anteriormente (monolitismo).

D) Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua en todo su desarrollo en elevación, evitando cambios bruscos de rigidez lo que generaría el efecto de piso blando. Asimismo, se debe evitar cambios bruscos de simetría en elementos rígidos en planta y, evitar grandes entrantes y salientes.

Para los elementos estructurales, serán continuos en planta (vigas y losas) y en altura (placas y columnas), sin cambio en las dimensiones ni cambios bruscos de rigidez (cambios bruscos de área de acero).

E) Rigidez lateral

La rigidez lateral confiere a la estructura capacidad de resistir fuerzas horizontales sin apreciar deformaciones considerables. Las deformaciones pueden ser de tipo flexión y tipo corte. Con el fin de tener estructuras con un buen desempeño ante los tipos de deformación, se optan por estructuras mixtas (pórticos y muros de corte), las cuales tendrán menor deformación y mayor disipación de energía.

Se optó por una estructura mixta, con mayor cantidad de placas para controlar los desplazamientos en ambos sentidos ortogonales de la edificación, dichos desplazamientos se tendrán que verificar con los permisibles por la Norma E.030.

F) Diafragma rígido

Se considera diafragma rígido debido a que el techo de cada entrepiso trabaja como una sola unidad distribuyendo las fuerzas laterales en las columnas y placas. Por lo tanto, los desplazamientos de cualquier punto en un nivel son los mismos. Ello es condicionado a la forma en planta de la edificación, la cual no debe ser irregular (edificación en forma de "T", "L", "H" o "Y"); y además, a la presencia de aberturas considerables, las cuales generarían discontinuidad.

G) Elementos no estructurales

Los elementos no estructurales como por ejemplo la tabiquería, pueden ayudar a disipar energía mediante el amortiguamiento (agrietamientos internos). No obstante, dichos elementos pueden distorsionar el análisis ya que generan asimetría en planta o el efecto de columna cautiva. Por ello, si se desea realizar un análisis de una estructura compuesta principalmente por placas y pórticos, la tabiquería debe ser aislada y no contemplarla en el análisis conjuntamente con la estructura. En el modelamiento estructural, no se consideró la tabiquería como elemento, pero si se tomó en cuenta su peso. Además, los elementos no estructurales se diseñan con una fuerza horizontal afectada por los parámetros sísmicos de la edificación y el peso del elemento a diseñar.

2.2 Estructuración del edificio

2.2.1 Columnas y placas

Se ubicaron las columnas y placas, evitando luces mayores a 6 metros y buscando simetría en ambos ejes ortogonales de la planta del edificio. Además, se buscó tener una distribución simétrica de las placas y columnas en ambos ejes ortogonales.

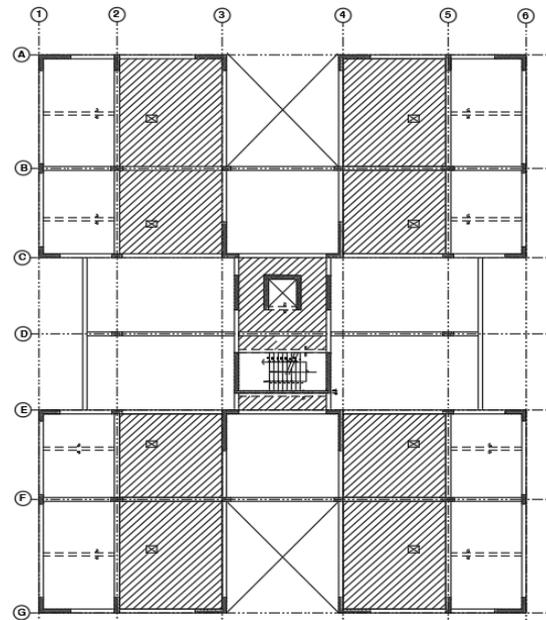


Figura 2.2.1. Distribución de columnas y placas .

2.2.2 Vigas

Las vigas se ubicaron entre las columnas y placas (para la formación de pórticos), con el fin de conectar dichos elementos y transferir las cargas a los elementos verticales. Se ubicaron vigas en los perímetros de los ambientes y evitando que estas estén en la mitad de algún ambiente, lo cual afectaría la arquitectura. Además, se colocaron vigas chatas del mismo peralte de la losa aligerada, para asimilar las cargas de la tabiquería paralela al sentido de la losa.

2.2.3 Losas

Las losas aligeradas se ubicaron dentro del perímetro de las vigas, y la dirección de la losa será la menor longitud de luz del paño.

Las losas macizas se ubicaron en la zona de escaleras, del ascensor y ambientes donde concurrían todos baños por el motivo de las instalaciones sanitarias.

2.3 Predimensionamiento

2.3.1 Losas

Las losas tanto aligeradas como macizas fueron predimensionadas de acuerdo a los criterios y recomendaciones prácticas enunciadas en el libro: "Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado" (Antonio Blanco 1997).

A) Losas aligeradas

Para calcular el peralte de las losas aligeradas se optó por medir la luz más corta del paño y contrastarlo con las siguientes recomendaciones. Cabe resaltar que dichas recomendaciones son válidas si las sobrecargas son menores de 300 a 350 Kg/m², y si hay presencia de tabiques perpendiculares será necesario incrementar el peralte u optar por ensanches.

Tabla 2.3.1 Recomendaciones de peraltes de losa aligerada (adaptado de Blanco, 1994)

Peralte (cm)	Luces (m)
17	$L < 4$
20	$4 \leq L \leq 5.5$
25	$5 \leq L \leq 6.5$
30	$6 \leq L \leq 7.5$

En la edificación se localizaron luces de 4.05 metros y 4.76 metros; en efecto, se optaron por losas de 20 de peralte y en luces mayores se verificó deflexiones.

B) Losas macizas

Como las losas macizas tiene mayor capacidad de resistencia a cargas de gravedad que las losas aligeradas, se consideraron peraltes menores en 5 centímetros correspondientes a las losas aligeradas.

Tabla 2.3.2 Recomendaciones de peraltes de losa maciza (adaptado de Blanco, 1994)

Peralte (cm)	Luces (m)
12 ó 13	$L \leq 4$
15	$L \leq 5.5$
20	$L \leq 6.5$
25	$L \leq 7.5$

En promedio se obtuvo luces de 5.8 metros obtando por un peralte de 20 centímetros. Asimismo, los paños eran rectangulares y apoyados en sus cuatro bordes en vigas, por lo tanto su comportamiento será en dos direcciones.

Con respecto a las Norma E.060, establece espesores mínimos los cuales pueden ser obviados si se verifican las deflexiones. Tomando en cuenta la luz más crítica e idealizando los extremos como simplemente apoyado, se obtiene un peralte de 0.28 centímetros. Empero, se optará por el peralte de 20 centímetros y se tendrá que verificar deflexiones.

2.3.2 Vigas

Respecto al predimensionamiento de vigas, se dimensionaron considerando un peralte de 1/12 de la luz libre y para el ancho se considero 0.5 del peralte elegido. (adaptado de Blanco, 1994)

Tabla 2.3.3 Predimensionamiento de vigas del eje , entre los ejes A y C.

Referencia	Luz(m)	peralte(cm)	ancho(cm)	Peralte elegido (cm)	Ancho elegido (cm)
Eje 1, A-B	5.52	46.0	23.00	50	25
Eje 1, B-C	4.97	41.4	20.71	50	25
Eje 2, A-B	6.15	51.25	25.63	50	30
Eje 2, B-C	5.34	44.5	22.25	50	25
Eje 3, A-B	5.65	47.1	23.54	50	25
Eje 3, B-C	3.3	27.5	13.75	50	25

Con el fin de uniformizar dimensiones, se consideraron vigas 50 centímetros de peralte en toda la edificación, con un ancho de 25 centímetros en la vigas perimetrales y con un ancho de 30 centímetros en las vigas centrales del eje 2. Con ello la altura de piso terminado a fondo de viga será de 2.20 metros.

2.3.3 Columnas

Para el predimensionamiento de columnas se tomó como referencia los siguientes criterios:

- Columnas con mayor carga axial $\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45*f'c}$
- Columnas con menor carga axial $\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35*f'c}$

Tabla 2.3.4 Pre dimensionamiento de columnas.

Columna	Referencia	P servicio (ton)	Área de la columna (cm)	Dimensión en(cm)
C1	Eje 1-B	64.25	509.92	25x60
C2	Eje 2-D	134.3	1065.87	25x60
C3	Eje 2-B	197.45	1567.06	25x70
C4	Eje 3-B	76.95	785.20	25x50
C5	Eje 2-C	107.35	1095.41	25x60

Como se pudo notar que las áreas calculadas son pequeñas, y el ancho mínimo de 20 centímetros no cumplía (Ottazzi, 2018), se decidió optar por columnas de 25x50 centímetros para las esquinas; 25x70 para las interiores con mayor área tributaria; y para columnas las columnas restantes se optó por 25x60. El ancho será de 25 centímetros en todas las columnas, debido a que las vigas que conectan dichos elementos verticales son de ancho similar.

En caso de tener columnas esbeltas con solicitaciones mayores de carga axial, se pueden manifestar desplazamientos transversales, limitando la resistencia a compresión de la columna; por ello, se tiene que verificar la resistencia frente al pandeo.

2.3.4 Placas

Con respecto al predimensionamiento de placas, no es sencillo y no se tienen expresiones para calcular las dimensiones de una placa. Mientras haya una mayor cantidad de placas, el sistema estructural tendrá mayor capacidad para absorber las fuerzas de sollicitación sísmica y las deformaciones serán menores, pero dichos elementos son continuos y de mayor dimensión, por lo que interferirían con la arquitectura del proyecto. Por lo tanto, por la cantidad de pisos de la edificación, se optó por placas laterales de 25 centímetros de espesor y para placas interiores de 25 centímetros y 30 centímetros de espesor, teniendo concordancia con el ancho de las vigas ya definidas. Dichas dimensiones optadas para las placas se tendrán que verificar con el análisis sísmico.

CAPÍTULO 3: ANÁLISIS SÍSMICO

3.1 Introducción

El diseño sismoresistente tiene como finalidad resguardar las vidas humanas, evitar la interrupción de los servicios básicos y evitar mayores daños en las edificaciones. Por tal motivo, la Norma E.030 establece los requisitos mínimos para que el comportamiento de las edificaciones ante sollicitaciones sísmicas cumplan con lo mencionado anteriormente.

Para el procedimiento del análisis sísmico, se procedió a realizar un modelo en 3D de la estructura en el programa ETABS. En dicho modelo se consideró los materiales usados como el concreto armado, así como las características geométricas de los elementos estructurales, aislando la tabiquería.

También, se procedió a determinar los parámetros correspondientes a la ubicación de la edificación (Z), categoría de la edificación (factor de uso o importancia U), tipo de suelo en el cual se sitúa (S, T_p y T_l), características propias de la estructura (C) y sistema estructural elegido (R).

3.2 Parámetros y factores del análisis sísmico

3.2.1 Zonificación

El factor de zona se refiere a la aceleración máxima de la roca (suelo rígido) con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. Dichos factores, que están en función de la aceleración de gravedad, varían de acuerdo a la zona, en donde "Z" tendrá un mayor valor en lugares próximos a la zona costera. Ello debido a su proximidad al borde de subducción de la placa de Nazca con la Sudamericana.

Para el caso estudiado, la edificación está ubicada en el distrito de Surco, provincia de Lima. Acorde con la Tabla N°1 de "Factores de Zona" de la Norma E.030 le corresponde un valor de 0.45 (Zona 4).

3.2.2 Condiciones geotécnicas y parámetros de sitio

El suelo es uno de los principales factores que influyen al momento de un sismo, ya que ellos pueden amplificar o atenuar la intensidad del movimiento. Por ello, se diferencian los tipos de perfiles de suelo tomando en cuenta lo siguiente:

- La velocidad de propagación de ondas de corte (V_s).
- Promedio de N60 de ensayo SPT (resistencia a la penetración).
- Promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada (S_u).

El perfil de suelo correspondiente a la zona donde se encuentra el proyecto es del tipo S1 (suelo rígido). Con ello y con la Zona se determinaron los valores de $S=1$, $T_p=0.4\text{seg}$ $T_l=2.5\text{seg}$.

3.2.3 Factor de amplificación sísmica

El factor de amplificación sísmica depende tanto de la estructura (periodo T) como de T_p y T_l . Por lo tanto, la Norma establece rangos en los cuales dicho factor varía.

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

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

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

3.2.4 Categoría de la edificación y factor de uso

Las edificaciones se clasifican de acuerdo al uso para el cual fue destinado. Dicho factor es mayor para edificaciones esenciales y disminuyen conforme el uso (importancia). En este caso, como es una vivienda multifamiliar se consideró categoría "C", edificaciones comunes, con un factor de uso $U=1$.

3.2.5 Sistema estructural y coeficiente de reducción de fuerza sísmica

La edificación consta de pórticos y muros (placas); pero, el sistema estructural optado será de muros estructurales, ya que la resistencia sísmica predominante será debido a ellos. A dicho sistema le corresponde un valor de coeficiente de reducción sísmica $R_o=6$; el cual estará afectado por factores de irregularidad en planta y altura (el que resulte menor en cada tipo de irregularidad), los cuales se determinarán de acuerdo a las características de la estructura.

3.3 Modelo estructural

Para el modelo estructural, se consideraron las losas, vigas, columnas y placas. En donde las losas formarán un diafragma rígido en cada nivel de entrepiso. No se considerará la tabiquería adosada a la estructura, ya que, se pueden presentar efectos de columna corta y variación de la rigidez.

Se consideraron los siguientes pesos unitarios de los materiales utilizados para el modelado.

Tabla 3.3.1 Pesos unitarios de los elementos en el modelo estructural.

Elemento	Peso unitario
Tabiquería silico calcáreo e=0.10m	1900 kg/m ³
Aligerado convencional h=0.20m	300 kg/m ²
Piso terminado 5cm	100 kg/m ²
Concreto armado	2400 kg/m ²

Con respecto a las sobrecargas, se consideró para uso de viviendas 200kg/m² en el primer piso y las plantas típicas superiores, salvo en la azotea, que se consideró 100kg/m².

Se consideraron uniones rígidas entre los encuentros de las columnas y vigas (brazo rígido). Además, la base se consideró empotrada, debido a las restricciones del suelo. Asimismo, para cada nivel se consideraron tres grados de libertad, dos traslacionales y uno de giro (perpendicular al plano), dando un total de quince grados de libertad (modos). A continuación, se muestra el modelo estructural en 3D.

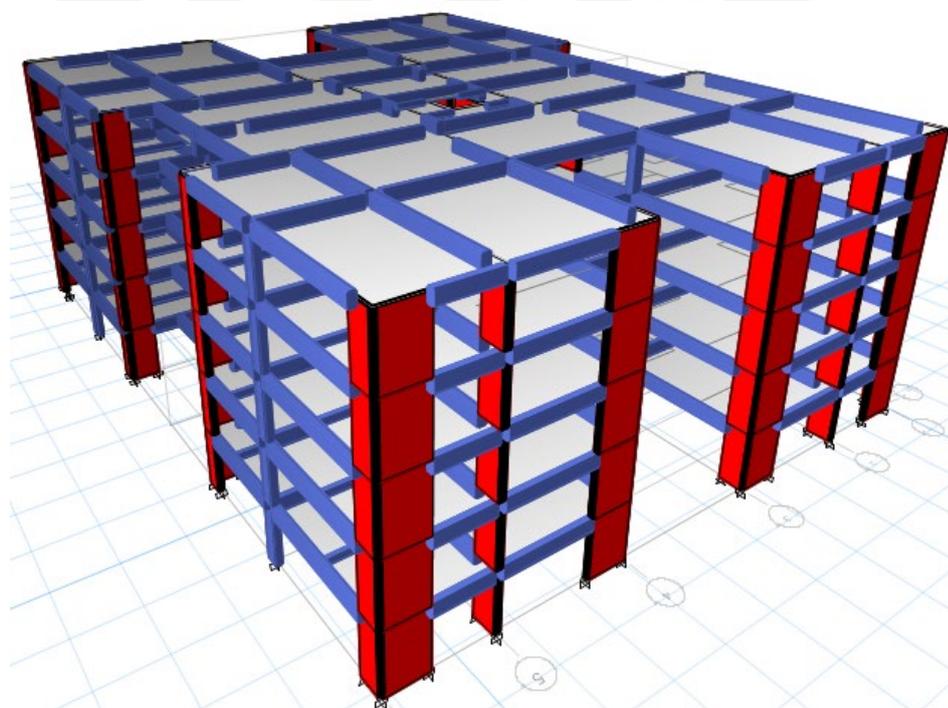


Figura 3.3.1 Modelo tridimensional de la estructura realizado en ETABS.

Con respecto a la masa sísmica, se consideró, según la Norma E.030, el total de peso de la carga muerta más el 25% de la carga viva, correspondiente a edificaciones de la categoría “C”. Con respecto a la carga muerta, se considera desde la mitad de la altura del primer entrepiso hasta la mitad de la altura del entrepiso inmediato superior, ello se realiza para cada piso consecutivamente.

Tabla 3.3.2 Masa sísmica de cada piso.

	Masa
	tonf-s²/m
Azotea	51.77
Piso 4	80.64
Piso 3	80.64
Piso 2	80.64
Piso 1	80.48
Peso total	374.17

3.4 Resultados del análisis

Modos de vibración y periodos fundamentales

Como se puede observar en la siguiente tabla, los periodos fundamentales traslacionales son de 0.310 seg en la dirección X y 0.344 seg en la dirección Y. Esto se debe a que en la dirección Y se presenta una mayor rigidez por las características los elementos estructurales en dicha dirección. Asimismo, se presenta el porcentaje de masa participativa de cada modo, el cual cuantifica la cantidad de masa que interviene en cada modo de vibración para cada sentido. Según la norma E.030, se consideran aquellos modos cuya suma de masa participativa sea más del 90% de la masa total, por ello, se resaltan los modos predominantes para cada dirección.

Tabla 3.4.1 Periodos fundamentales

Modo	Periodo (seg)	Ux (%)	Uy (%)
1	0.344	0.01	73.07
2	0.31	74.51	0.02
3	0.085	0.04	17.11
4	0.081	17.39	0.01
5	0.039	5.16	0.00
6	0.038	0.00	6.14
7	0.025	2.17	0.00
8	0.023	0.00	2.64
9	0.018	0.72	0.00
10	0.017	0.00	1.01

Análisis estático

En análisis estático se aplican cargas a los centros de masa de cada piso. Se realiza dicho análisis en edificaciones menores a 30 metros (Norma E030).

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

En primer lugar, se verificó el sistema estructural, el cual inicialmente se asumió de muros estructurales $R_o=6$.

De los parámetros Z,U,C y S definidos anteriormente, se obtiene un coeficiente sísmico el cual lo usaremos en Etabs. Asimismo, se identificó irregularidad en planta por esquinas entrantes en ambos sentidos X e Y (variación mayor al 20% de la longitud total en planta), en las zonas centrales del perímetro. En la dirección X (sentido de ejes alfabéticos), la variación de la longitud es de 6.40 m, mayor al 20% de la longitud total (5.60 m). En la dirección Y (sentido de ejes numéricos), la variación de la longitud es de 9.76 m mayor a 7.15 m, correspondiente al 20% de la longitud total de dicha dirección.

Con respecto a la irregularidad torsional, el Δ_{max} del extremo del último piso es de 0.0043 m, y el Δ_{prom} de los extremos es de 0.0042, dando un cociente de 1.02 menor a 1.3; por lo tanto, no habría irregularidad torsional en planta.

Tabla 3.4.2 Resumen de los parámetros sísmicos

Z	0.45
U	1
C	2.5
S	1
Ro	6
Ia	1
Ip	0.9
ZUCS/R	0.208

Con ello se procede a realizar el análisis estático en el programa Etabs, el cual cuantificó el valor de fuerza cortante en los muros y en las columnas (por separado), en la base de la estructura.

En seguida, con la cortante basal de la estructura y la suma total de fuerza cortante basal en cada elemento (columna y placa), se procede a hallar el porcentaje de participación de cada elemento en la dirección X e Y

Tabla 3.4.3 Comprobación del sistema estructural.

		%Participación
VXplaca(ton)	706.57	92.58
VYplaca(ton)	726.64	95.21
VXcolumna(ton)	56.66	7.42
VYcolumna(ton)	36.59	4.79
Vbasal(ton)	763.23	100.00

Finalmente, se puede verificar que las placas en cada sentido asumen más del 70% de la cortante basal. Con ello podemos verificar que el sistema estructural asumido (de muros estructurales $R_o=6$) es el correcto para ambos sentidos X e Y.

Análisis dinámico

En el análisis dinámico, se presentan dos tipos, uno es el análisis dinámico modal espectral y el otro es el análisis tiempo-historia. Este último, puede emplearse complementariamente al análisis estático y dinámico espectral (considerando estos dos últimos un comportamiento elástico-lineal del modelo). En el presente acápite se desarrolló el análisis dinámico modal espectral.

Con los parámetros sísmico resumidos en la tabla 3.4.2.1, se procedió a construir el espectro de la norma E.030, en el cual se determinará la respuesta sísmica de la estructura.

$$S_a(g) = \frac{Z * U * C * S}{R} g$$

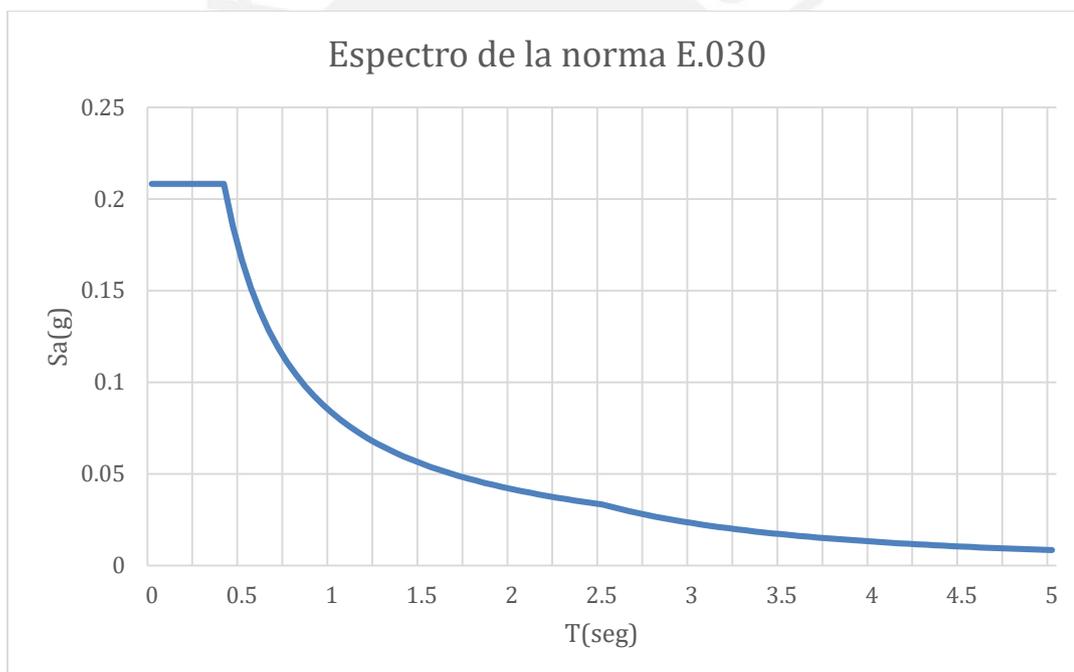


Figura 3.4.1 Espectro para el análisis dinámico modal espectral.

A) Fuerza cortante mínima

La norma E.030 establece que la fuerza cortante mínima para estructuras regulares no debe ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático y el 90% para estructuras irregulares. Como se enunció anteriormente, la estructura es irregular, por ello se verificó si la cortante basal calculada en el análisis dinámico modal espectral es mayor o menor al 90% de la fuerza cortante del análisis sísmico.

Tabla 3.4.4 Fuerza cortante mínima y factor de escala

Vbasal estático X(ton)	763.23	Vbasal estático Y(ton)	763.23
Vbasal dinámico X (ton)	587.20	Vbasal dinámico Y (ton)	539.22
90%Vest X(ton)	686.91	90%Vest Y (ton)	686.91
Factor de escala X	1.17	Factor de escala Y	1.27

Como se observa, en ambos sentidos X e Y, el 90% de la fuerza basal estática es mayor a la fuerza basal dinámica; por lo tanto, será necesario amplificar el cortante dinámico por el factor de escala para ambos sentidos X e Y.

B) Análisis de desplazamientos laterales

Se procedió a analizar los desplazamientos laterales, los cuales según la norma E.030; si es una estructura regular, los resultados del análisis lineal y elástico se multiplican por 0.75R; si es una estructura irregular, los resultados del análisis lineal y elástico se multiplican por 0.85R. En este caso, por ser una estructura con irregularidad en planta, los resultados serán afectados por el factor 0.85R, con ello se apreciará el comportamiento inelástico de la estructura ante un sismo de considerable magnitud.

Tabla 3.4.5 Desplazamientos y derivas inelásticas de cada piso.

	Desplazamiento en X (mm)	Desplazamiento en Y (mm)	Deriva en X	Deriva en Y
Piso 5	32.64	40.17	0.0025	0.0032
Piso 4	25.82	31.51	0.0028	0.0036
Piso 3	18.21	21.90	0.0029	0.0036
Piso 2	10.44	12.13	0.0025	0.0031
Piso 1	3.61	3.87	0.0013	0.0014

Se observa que las mayores derivas se dan en el techo del piso 3 para ambos sentidos; pero dichas derivas, así como las demás, se encuentran por debajo de lo especificado en la norma, la cual es de 0.007 para edificios de concreto armado.

CAPÍTULO 4: FUNDAMENTOS DEL DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

4.1 Introducción

Las normas se centran en dos tipos de métodos o criterios de diseño en concreto armado, siendo la principal función, establecer niveles mínimos de seguridad que debe poseer una estructura.

Así es como se tuvo el Método o Diseño por Esfuerzos Admisibles, el cual resultó tener muchas deficiencias, por lo que se optó por métodos alternativos como el Diseño por Resistencia Última o Diseño a la Rotura, lo que hoy en día conocemos como Diseño por Resistencia. Este último, es el cual la norma se basa para el diseño en concreto armado.

El Diseño por Resistencia exige que las resistencias de diseño (ϕR_n) deben ser mayores o iguales que las resistencias requeridas (R_u). las cuales corresponden a los análisis de cargas y fuerzas amplificadas.

$$\phi R_n \geq R_u$$

Las resistencia de diseño se refiere al aporte de los materiales, los que son el concreto y acero; asimismo, las características mecánicas y dimensiones de ellos. Además, el factor " ϕ " es un valor menor a la unidad; por lo tanto, disminuye la resistencia nominal R_n , con ello se logra cuantificar incertidumbres que pueden originarse en el elemento diseñado (procesos constructivos, diferencias de dimensiones en plano-obra, simplificaciones de las ecuaciones, tipo de elemento estructural, importancia del elemento estructural y tipo de falla). Dicho factor varía de acuerdo al tipo de sollicitación de carga.

Tabla 4.1.1 Factor de reducción de resistencia de acuerdo al tipo de solicitación (Adaptado de Ottazzi, 2018)

Solicitación de carga	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.9
Tracción y Tracción + Flexión	0.9
Cortante y torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión en elementos con espirales	0.75
Compresión y Flexocompresión en elementos con estribos	0.7
Aplastamiento en concreto	0.7
Zonas de anclaje del postensado	0.85
Concreto simple (sin armaduras)	0.65

Si se desea comparar o realizar el diseño de los elementos estructurales con el programa Etabs, es crucial modificar los factores de reducción de resistencia y adaptarlos a la norma peruana. El código de diseño que se puede usar en el programa, más similar a la norma peruana, es el ACI 318-11, del cual se deben de modificar los factores de reducción de resistencia y adaptarlos a la normativa peruana.

La resistencia requerida se refiere a las calculadas mediante el análisis de cargas y fuerzas amplificadas de las combinaciones determinadas en la norma, las cuales se enuncian a continuación.

$$CU=1.4CM+1.7CV$$

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

$$CU=0.9CM\pm CS$$

Siendo:

CU: Carga última

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

CS: Carga de sismo

La carga muerta es aquella sollicitación permanente, ella puede ser el peso propio del elemento o más cargas permanentes como, por ejemplo, el piso terminado y tabiquería.

La carga viva es aquella sollicitación que no está presente a lo largo del periodo de vida de la estructura, son cargas que actúan variablemente y eventualmente. La cuantificación de las cargas vivas se encuentra en la norma E.020, ellas varían de acuerdo al uso que se le dará a la edificación.

Las cargas de sismo, están relacionadas con la aceleración que la edificación pueda desarrollar (espectro) y la masa sísmica, con dicho producto se obtiene las fuerzas sísmicas.

Las cargas últimas son el resultado de aplicar factores a las cargas de servicio (carga muerta, carga viva y carga de sismo) y combinar dichas cargas; así, se incrementa la resistencia requerida y por ende la resistencia nominal, ello se realiza para tomar en cuenta la variabilidad de las cargas en servicio.

4.1 Diseño por flexión

La Norma E.060 plantea hipótesis las cuales se deben de considerar previamente al diseño de los elementos de concreto armado:

- Se cumple la hipótesis de Navier, las secciones planas permanecen planas, salvo en casos de vigas con gran peralte ($Luz/peralte < 4$).
- Los elementos sometidos a flexión y carga axial deben satisfacer las condiciones de equilibrio.
- Existe adherencia entre el acero de refuerzo y el concreto, por lo tanto sus deformaciones son iguales.
- Para cálculos de resistencia de una sección en particular, se desprecia la resistencia en tracción del concreto.
- La máxima deformación unitaria del concreto sometido a compresión de la fibra más alejada se asume con un valor de $\epsilon_{cu} = 0.003$
- Se asume un modelo de bloque de compresiones para reemplazar al diagrama de esfuerzos en el concreto.

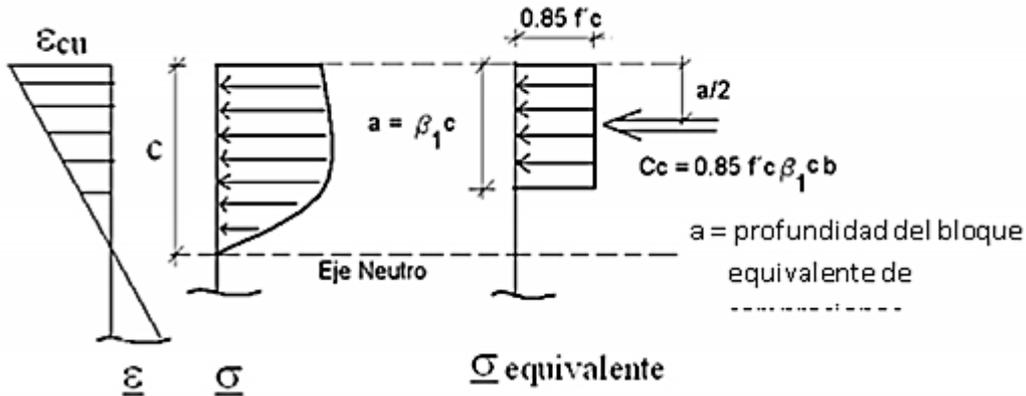


Figura 4.1.1 Caracterización del bloque de compresiones con $f'c$ menor o igual a 280Kg/cm2 (Ottazzi, 2018)

- Con respecto al acero, se opta por un diagrama elastoplástico perfecto para el comportamiento del acero en tracción.

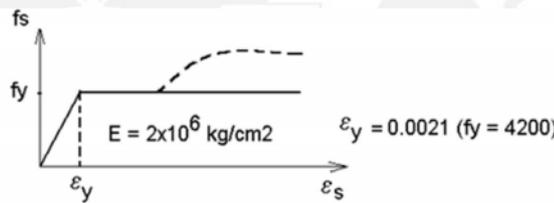


Figura 4.1.2 Diagrama constitutivo del acero de refuerzo (Ottazzi, 2018)

Con todo ello se puede caracterizar un diagrama del cual determinaremos ecuaciones para el diseño por flexion.

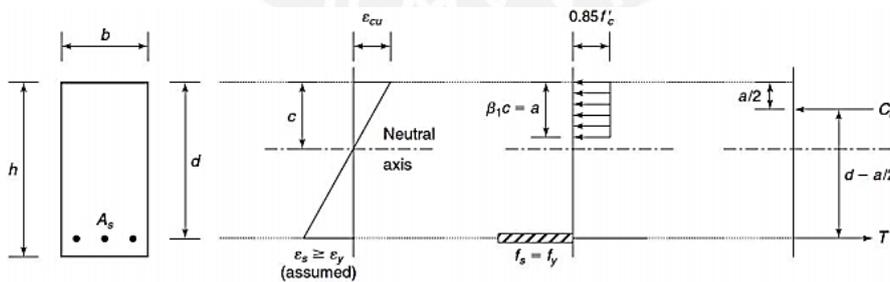


Figura 4.1.3 Análisis en secciones rectangulares (ACI 318S-14, 2014)

Se asume falla en tracción (falla dúctil), por lo tanto se debe cumplir que el acero en tracción colocado debe ser menor al acero balanceado y la deformación unitaria del acero debe ser mayor a 0.0021 para $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$.

Del equilibrio de fuerzas se obtienen las siguientes expresiones:

$$a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$Mn = T * \left(d - \frac{a}{2}\right) = As * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

Siendo Mn el momento nominal de la seccion analizada correspondiente a la resistencia de los materiales usados.

4.2 Diseño por cortante

El diseño por cortante de los elementos estructurales es un análisis complejo, ya que la predicción de la resistencia de ellos resulta ser menos exacto que un elemento sometido a flexión. Además, las solicitaciones de carga no se analizan independientemente, sino que cada una de ellas, influye en la otra. Por ello, de acuerdo al Diseño por Resistencia ($\phi V_n \geq V_u$), la Norma plantea las siguientes expresiones aproximadas.

$$V_n = V_c + V_s$$

Donde V_c es la resistencia nominal del aporte del concreto y V_s es la resistencia nominal del aporte del acero de refuerzo para corte.

Para calcular el aporte del concreto se consideran las siguientes expresiones:

- Elementos en flexión

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

- Elementos en compresión

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

- Elementos en tracción axial

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 - \frac{Nu}{35 * Ag}\right) * b * d$$

- Secciones circulares en compresión

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * (Diametro) * (0.8Diametro)$$

Donde:

$f'c$: resistencia a compresión del concreto

b : ancho a analizar

d : peralte efectivo

N_u : carga axial

A_g : Área bruta de la sección transversal

4.3 Diseño por flexocompresión

El diseño por flexocompresión comprende el análisis de carga axial y flexión en simultáneo. Principalmente los elementos verticales tales como columnas y placas, son los que están sometidos a flexocompresión.

Para determinar la capacidad de un elemento, se pueden realizar iteraciones con la cantidad de acero vertical (cuantía) y con ello, construir el diagrama de interacción. Dicho diagrama cuantificará la resistencia de la sección, con diferentes puntos notables. Para elaborar dicho diagrama, se tiene optar por las asunciones de hipótesis del diseño por flexión. En seguida, se describirán los puntos notable comunes del diagrama de interacción.

- **Falla en compresión pura (A)**

Para columnas con estribos ($\alpha=0.8$, $\phi=0.7$)

$$P_u \max = \phi * \alpha * P_n = 0.8 * 0.7 * (0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

Para columnas con espirales ($\alpha=0.85$, $\phi=0.75$)

$$P_u \max = \phi * \alpha * P_n = 0.85 * 0.75 * (0.85 * f'c * (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

- **Agrietamiento de la sección (B)**

Donde el concreto llegó a su máximo esfuerzo, despreciando la resistencia en tracción del mismo.

$$\epsilon_{cu} = 0.003$$

- **Deformación nula del refuerzo en tracción más alejado (C)**

CAPÍTULO 5: DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y MACIZAS

5.1 Diseño de losas aligeradas

El tipo de losa aligerada fue la convencional con viguetas de 10 centímetros de ancho, separadas 30 centímetros, debido a que los ladrillos que usualmente se usan son de dicho ancho.

Con respecto al peralte, se eligió un espesor de 20 centímetros para las losas aligeradas; además, se añadió 5 centímetros a cada una correspondiente al piso terminado.

Con respecto al acero mínimo, se tiene una tabla resumen en la cual se especifica el acero mínimo para viguetas típicas de peralte h .

Tabla 5.1.1 Aceros mínimos para viguetas típicas. (Adaptado de Ottazzi, 2018)

Para: $f'c=210$ Kg/cm ²	Peralte efectivo	Artículo 10.5.2 (Norma E.060)	Artículo 10.5.1 (Norma E.060)
Peralte $h(m)$	$d(m)$	$A_{smin+}(cm^2)$	$A_{smin-}(cm^2)$
0.17	0.14	0.34	0.91
0.2	0.17	0.41	1.01
0.25	0.22	0.53	1.15
0.3	0.27	0.65	1.28

Asimismo, para los aligerados convencionales se colocó acero de por contracción y temperatura el cuál es de $1/4''\phi@0.25m$.

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la losa aligerada de 20 centímetros de peralte de la planta típica ubicada entre los ejes 1-3, C-D.

Modelo y metrado de cargas

Con respecto al modelo, como se visualiza en la figura 5.1.A, se considera a la losa con apoyo simple reemplazo de las vigas.

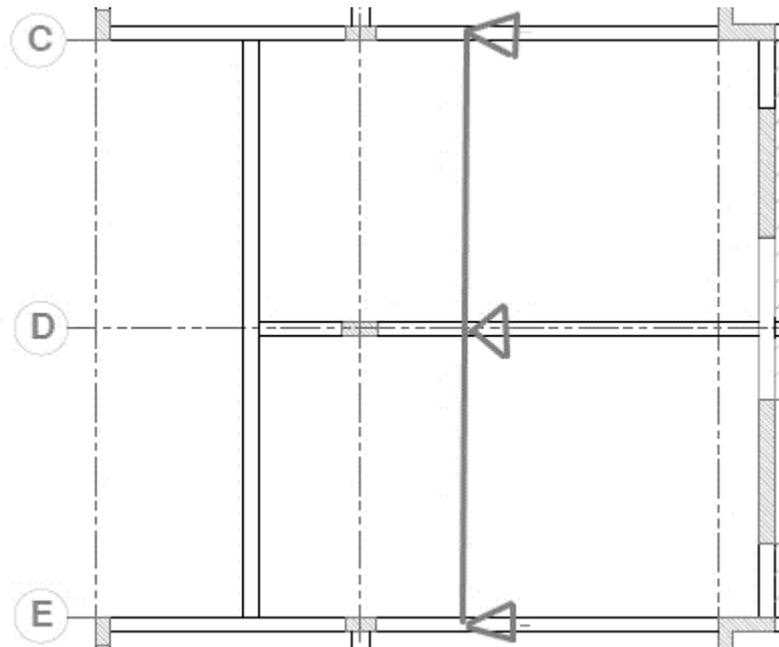


Figura 5.1.1 Idealización de la losa aligera contigua a una losa maciza.

Con respecto al metrado de cargas:

- Se consideró un peso propio de 300 kg/m² (Norma E.020).
- Se consideró un peso de piso terminado (5 cm) de 100 kg/m².
- Se consideró 200 kg/m² correspondiente a la sobrecarga en viviendas y 100 kg/m² para sobrecarga en techo.

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 0.40 * 300 = 120 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Piso terminado} = 0.4 * 100 = 40 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga muerta total} = 160 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Carga viva

$$\text{Sobre carga} = 0.4 * 200 = 80 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Combinación de carga

$$Carga\ última = 1.4 * Carga\ muerta + 1.7 * Carga\ viva$$

$$CU = 1.4 * 160 + 1.7 * 80 = \frac{360\ kg}{m}$$

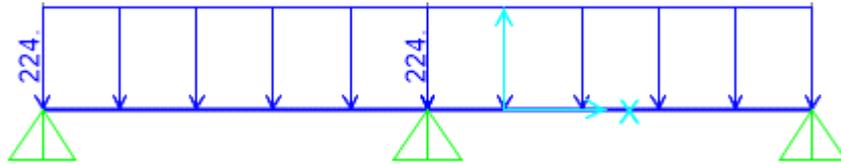


Figura 5.1.2 Modelo de losa aligerada con carga muerta última (en kgf/m).

Como son dos tramos de losa, se consideró alternancia de carga viva. Para el primer caso de carga, se consideró la carga viva en los dos tramos; para el segundo caso, se consideró carga viva en el primer tramo y; para el último caso, se consideró carga viva en el segundo tramo. Finalmente se obtiene una envolvente de las mayores cargas.

A continuación, se muestran los diagramas de envolvente de fuerza cortante y momento flector de la losa en análisis de la planta típica realizado en SAP2000.

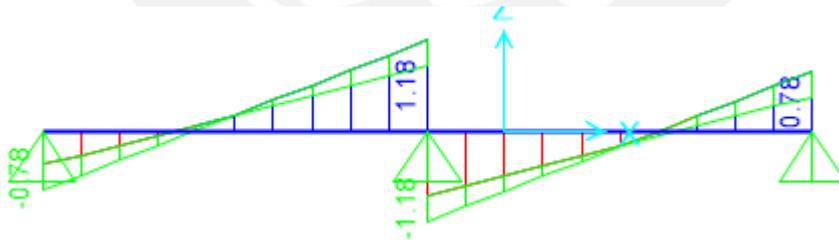


Figura 5.1.3 Diagrama de fuerza cortante en ton.

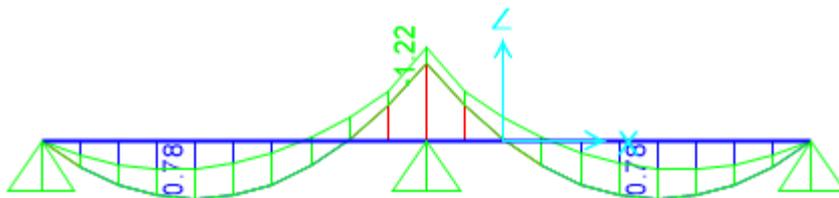


Figura 5.1.4 Diagrama de momento flector en ton-m.

Procedimiento de diseño

-Diseño por flexión

Se calcula el valor de "a", el cual es

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - 0.5 * a)}$$

De los diagramas de momento flector se analizan los momentos máximos positivos y negativos.

$$Mu(+) = 0.78 \text{ ton-m}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 40 \text{ cm (debido a que se analiza el momento positivo)}$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As(+)\text{requerido} = 1.24 \text{ cm}^2$$

$$As(+)\text{colocado} = 1.29 \text{ cm}^2 \quad 1\phi 1/2$$

$$Mu(-) = 1.22 \text{ ton-m}$$

$$As(-)\text{requerido} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$As(-)\text{colocado} = 2.58 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 1/2$$

Con respecto a los apoyos, en donde el momento negativo es cero por ser apoyo simple, la Norma E.060 exige colocar el acero mínimo, el cual se considera excesivo; por ello, se sugiere colocar 1.3 veces el área de acero requerida por el cálculo (Ottazzi, 2018). Para hallar dicho momento negativo se usará el método de coeficientes por ser tramos de longitudes similares.

$$1.3 * Mu(-) \text{ en el apoyo} = 1.3 * \frac{wu * l^2}{24} = 1.3 * \frac{0.36 * 4.8^2}{24} = 0.45 \text{ ton} - m$$

$$As(-) \text{ requerido} = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$As(-) \text{ colocado} = 0.71 \text{ cm}^2 \quad 1\phi 3/8$$

-Diseño por cortante

La fuerza cortante será asumida por el concreto, por lo tanto, solo la vigueta de la losa aligerada soportará dicha sollicitación de carga. En efecto, se tiene la siguiente expresión para calcular la resistencia de la vigueta de acuerdo a la Norma E.060

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

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

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

$$V_c = 1.44 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 1.22 \text{ ton}$$

Con ello podemos verificar que $\phi V_c > Vu$ y, por lo tanto, no será necesario el ensanche por cortante.

-Corte de fierro

Con respecto al corte de fierro, para el momento negativo central se halló el aporten de resistencia de barra más extensa, dicho momento se ubica en el diagrama de momentos flectores y se localiza el punto el cual será el punto teórico de corte, a partir de dicha ubicación se extiende una longitud no menor a d (17cm) o 12 veces el diámetro de la barra (15 cm).

$$\phi Mn(1\phi 1/2) = 0.75 \text{ ton-m}$$

X (distancia del apoyo al ϕM_n) = 1.01 m

Longitud de la menor barra a cortar = 1.01 + 0.17 = 1.18 m

Por lo tanto, la longitud se puede redondear a 1.20m de la barra más corta, la otra barra se tendrá que prolongar más allá del punto de inflexión; pero se considera suficiente adicionar una longitud de 0.4m.

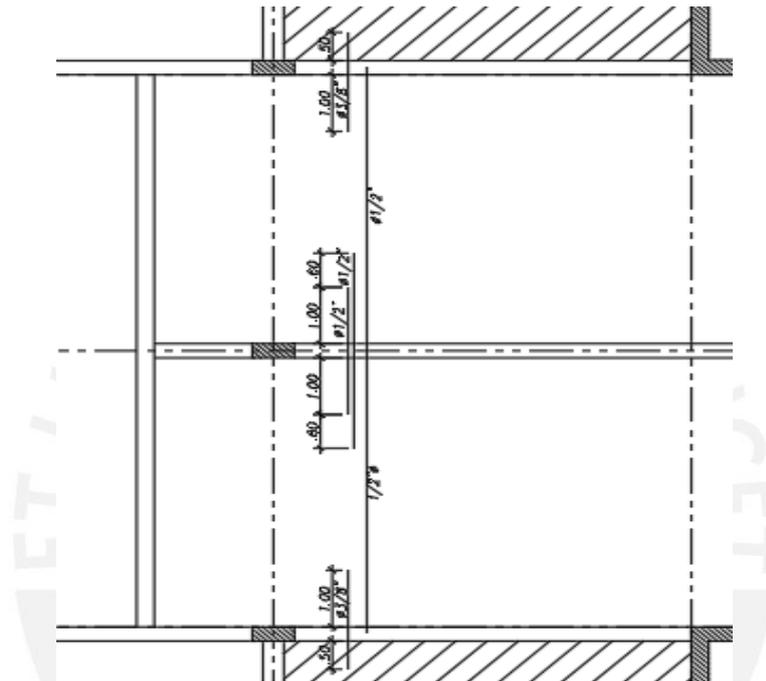


Figura 5.1.5 Vista en planta del diseño de losa aligerada de la planta típica.

Cabe resaltar, que cuando se tiene una losa maciza contigua, la idealización de los extremos es empotrado. Con dicha idealización se obtuvieron los diagramas de fuerza cortante y momento flector, resultando valores inferiores al modelo idealizado como simplemente apoyado. No obstante, en los extremos se tuvieron momentos similares a 1.3 veces el momento negativo por método de coeficientes anteriormente realizado; por ello, el arreglo final satisface ambas idealizaciones.

5.2 Diseño de losas macizas

El espesor optado para todas las losas macizas fue de 20 centímetros. Dichas losas por apoyarse en vigas en su perímetro, tendrá un comportamiento en dos direcciones. Asimismo, la Norma E.060 especifica el acero mínimo superior e inferior para losas macizas.

$$A_{smin} = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Con ello tendremos para el acero mínimo de $\phi 3/8@20$ cm para la zona inferior y zona superior será de $\phi 3/8@40$ cm.

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la losa maciza ubicada en la zona del ascensor (zona central) del piso típico.

A) Modelo y metrado de cargas

Con respecto al modelo, como se visualiza en la figura 5.2.1, se consideró apoyo simple en los bordes de la losa; pero si hay continuidad, se idealiza como empotrado ya que hay transmisión de momentos.

El modelamiento se realizó en SAP 2000, mediante el método de elementos finitos

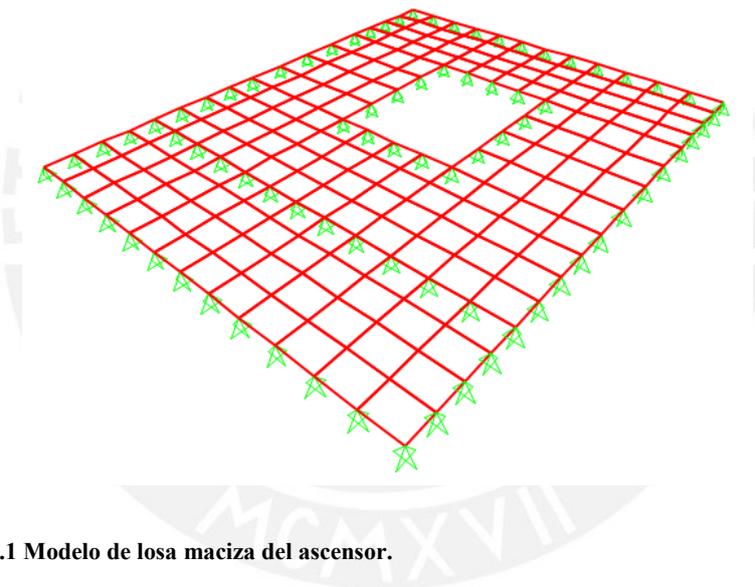


Figura 5.2.1 Modelo de losa maciza del ascensor.

Con respecto al metrado de cargas:

- Se consideró un peso propio del concreto armado de 2400 kg/m^2 (Norma E.020).
- Se consideró un peso de piso terminado (5 cm) de 100 kg/m^2 .
- Se consideró 200 kg/m^2 correspondiente a la sobrecarga en viviendas y 100 kg/m^2 para sobrecarga en techo.

Carga muerta

$$\text{Peso propio} = 0.20 * 2400 = 480 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Piso terminado} = 100 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carga muerta total} = 580 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Carga viva

$$\text{Sobre carga} = 200 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Combinación de carga

$$\text{Carga última} = 1.4 * \text{Carga muerta} + 1.7 * \text{Carga viva}$$

$$CU = 1.4 * 580 + 1.7 * 200 = 1152 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 1.15 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

A continuación se muestran los diagramas de cargas ultimas en las direcciones las cuales la losa trabaja, dirección 11 y 22, del programa SAP 2000.

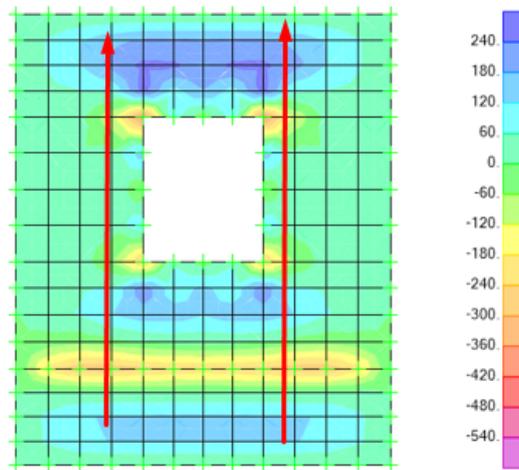


Figura 5.2.2 Diagrama de momentos en la dirección YY en dirección de las flechas (unidades en kgf-m).

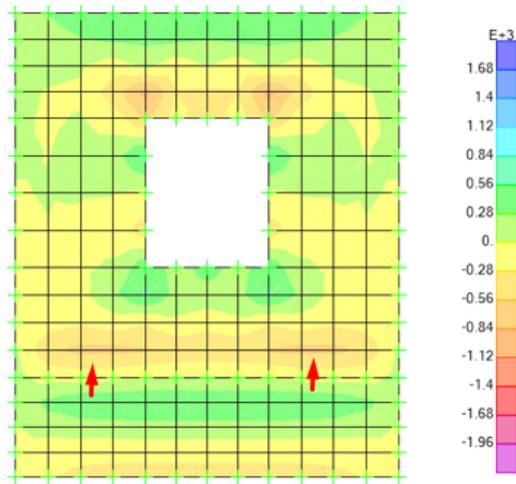


Figura 5.2.3 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección YY en dirección de las flechas (unidades en kgf).

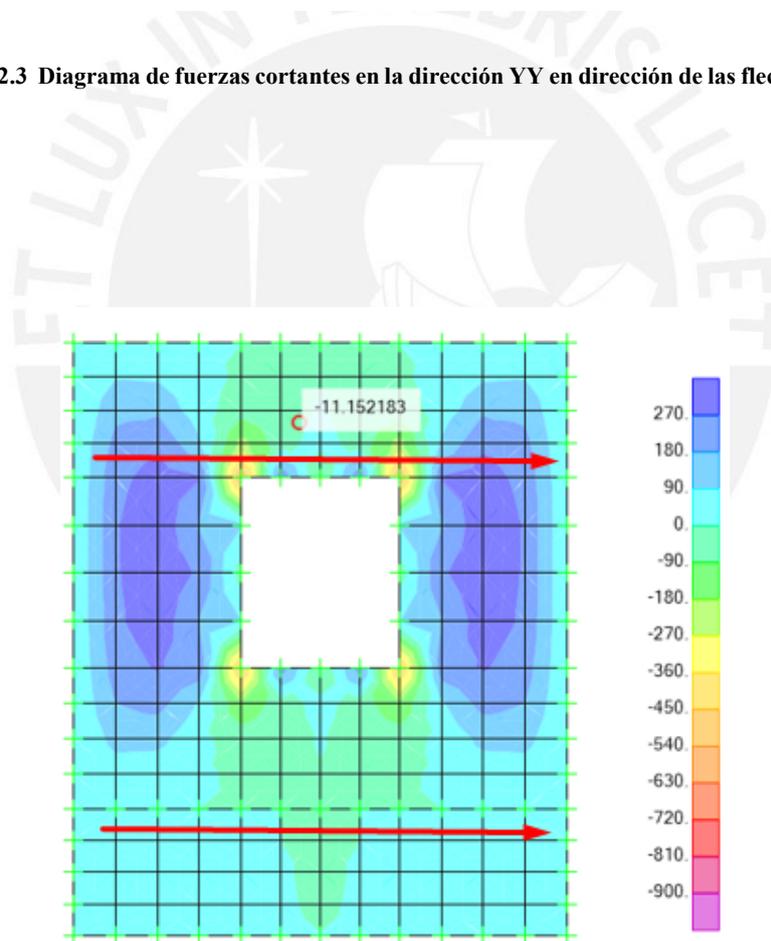


Figura 5.2.4 Diagrama de momentos en la dirección XX en dirección de las flechas (unidades en kgf-m)

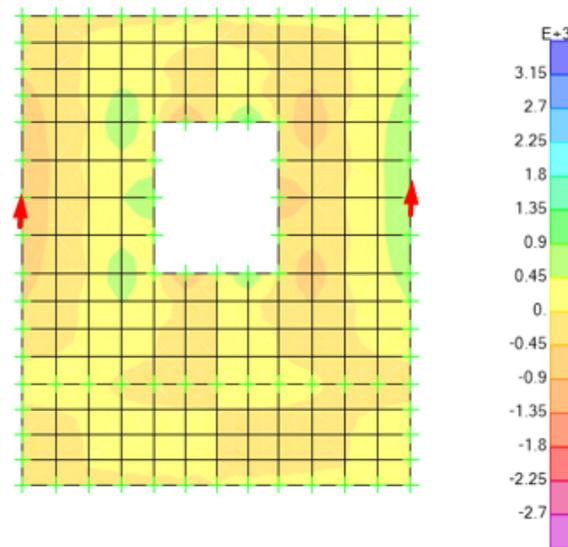


Figura 5.2.5 Diagrama de fuerzas cortantes en la dirección XX de las flechas (unidades en kgf)

-Diseño por flexión

Se calcula el valor de "a", el cual es

$$a = d - \sqrt{\frac{d^2 - 2 * Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi * fy * (d - 0.5 * a)}$$

De los diagramas de momento flector se analizan los momentos máximos positivos y negativos en obtenidos en ambos paños.

$Mu(+)$ = 0.35 ton-m (ubicado en el centro de los paños contiguos a la zona del ascensor)

$d = 20 - 3 = 17$ cm (recubrimiento de 3 cm)

$b = 100$ cm (debido a que se analiza por metro de ancho)

$\phi = 0.9$

$f'c = 210$ kg/cm²

$fy = 4200$ kg/cm²

$$A_s(+)\text{requerido} = 0.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s(+)\text{ colocado} = 3.6 \text{ cm}^2 \text{ (acero mínimo)} \quad \phi 3/8 @ 20 \text{ cm}$$

$$M_u(-) = -0.90 \text{ ton-m (ubicado en bordes interiores de los paños)}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 100 \text{ cm (debido a que se analiza por metro de ancho)}$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s(-)\text{requerido} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_s(-)\text{ colocado} = 1.77 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8 @ 40 \text{ cm}$$

Con ello, el arreglo final consistirá en una malla de $\phi 3/8 @ 20 \text{ cm}$ para el acero positivo correspondiente al acero mínimo. Con respecto al acero negativo, el acero mínimo resulta ser excesivo, por ello se decide colocar bastones $\phi 3/8 @ 40 \text{ cm}$; al igual que el procedimiento del acero negativo en losas aligeradas, se puede colocar 1.3 veces al área de acero requerido.

-Diseño por cortante

La expresión de la resistencia por cortante de la losa maciza es similar al de la losa aligerada. No obstante, no se usa el factor de 1.1 ya que la losa maciza resulta ser es un ensanche corrido.

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

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

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 11.10 \text{ ton}$$

Comparando los valores de cortantes máximos obtenido de SAP 2000 se verifica que $\phi V_c > V_u$, siendo V_u la cortante máxima en mención. En efecto, no será necesario aumentar la resistencia del concreto ni el peralte de la losa.

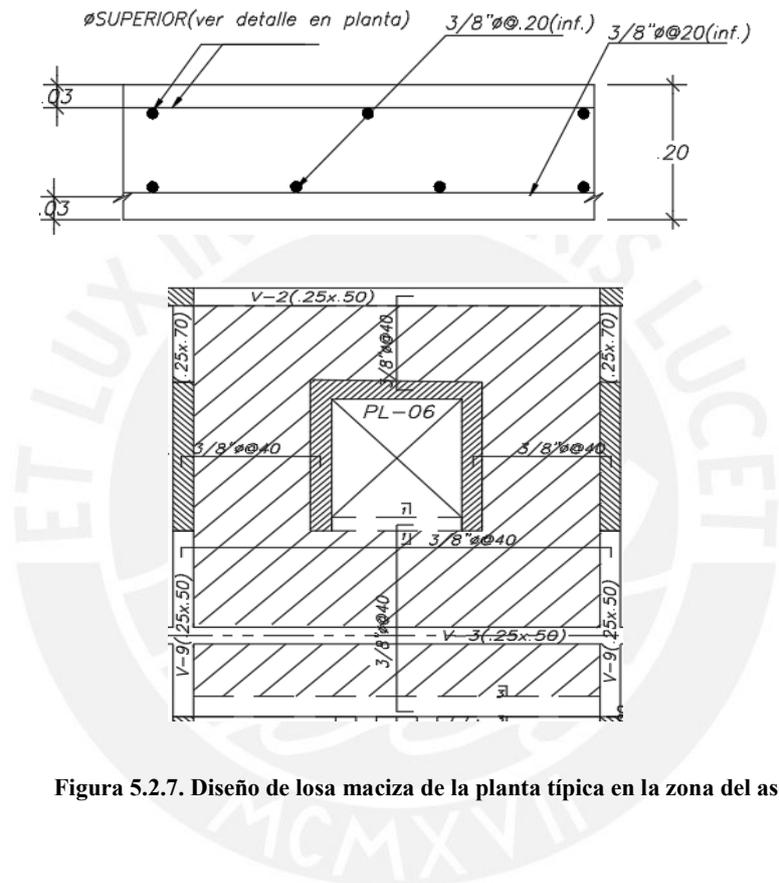


Figura 5.2.7. Diseño de losa maciza de la planta típica en la zona del ascensor.

CAPÍTULO 6: DISEÑO DE VIGAS

6.1 Vigas peraltadas

6.1.1 Diseño por flexión

Como se vio en el capítulo de fundamentos de concreto armado, el Mu (momento requerido) tendrá que ser mayor que el momento aportado por las características de la sección de la viga (materiales y geometría).

A manera de ejemplo, se presentará el diseño de la viga V-3 (0.25m x 0.50m) ubicada en el eje D.

Con respecto a las cargas muertas, la viga presenta cargas por losa aligerada, peso propio de la viga, piso terminado, tabiquería, y losa maciza en el tramo central. A continuación, se mostrará las cargas distribuidas por la losa aligerada y la losa maciza.

Para el tramo 1 y el tramo dos, se apoya una losa aligerada de peralte $h=0.20\text{m}$; la viga tiene una longitud tributaria de 2.44 metros para cada lado. Con respecto a la losa maciza, las cargas distribuidas serán trapezoidales, teniendo en un lado una longitud tributaria de 2.44 metros y en el otro lado una longitud tributaria de 0.775 metros.

$$w \text{ tramo 1 y 2} = 0.3 * (2.44 + 2.44) = 1.46 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$w \text{ tramo 3} = 0.48 * (2.44 + 0.775) = 1.54 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$



Figura 6.1.1. Cargas distribuidas en la viga V-3 por peso de las losas.

Con respecto a la carga viva, estará será el producto de 200 kg/m^2 y las longitudes tributarias de cada viga definidas anteriormente.

A continuación, se muestra la envolvente de diagramas de momento flector.

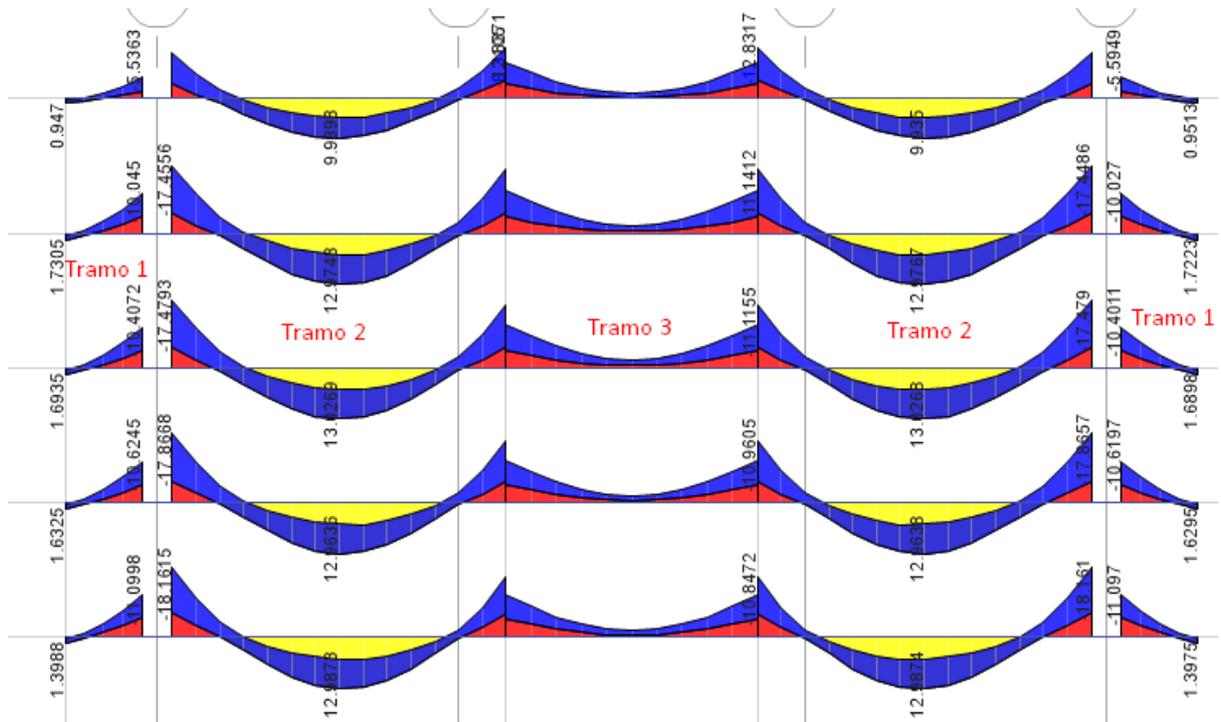


Figura 6.1.2 Diagrama de momento flector de la viga V-1 (Envolvente de cargas).

Dicho diagrama es de la envolvente de cargas, de las diferentes combinaciones de cargas las cuales se muestran a continuación, dichas combinaciones serán usadas para todas las vigas.

$$0.9CM \pm Sx$$

$$0.9CM \pm Sy$$

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm Sx$$

Tabla 6.1.1 Cargas de servicio y cargas amplificadas para la viga V-3.

	Tramo 1	Tramo 2			Tramo 3
	Mu ton-m(-)	Mu ton-m(-)	Mu ton-m(+)	Mu ton-m(-)	Mu ton-m(-)
CM	6.34	8.89	6.32	8	5.68
CV	0.75	3.14	2.40	2.80	1.88
CSx	1.42	2.52	0.25	2.01	0.97
0.9CM+SX	7.13	10.52	5.94	9.21	6.08
0.9CM-SX	4.29	5.48	5.44	5.19	4.14
1.25(CM+CV)+SX	10.28	17.56	11.15	15.51	10.42
1.25(CM+CV)-SX	7.44	12.52	10.65	11.49	8.48
1.4CM+1.7CV	10.15	17.78	12.93	15.96	11.15
Envolvente	10.28	17.78	12.93	15.96	11.15

Se localizan y diferencian los momentos últimos requeridos para hallar el área de acero positivo y negativo necesario.

-Diseño por flexión

Con las asunciones del capítulo de Fundamentos de Diseño en Concreto Armado, se obtienen los siguientes resultados.

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{Mu}{0.9 * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{0.9 * fy * (d - a * 0.5)}$$

Tabla 6.1.2 Diseño por flexión de la viga V-3.

Mu (ton*m)	d estimado (cm)	a (cm)	As (cm ²)	As instalado (cm ²)	φ*Mn instalado (ton-m)	Mn (ton-m)
-10.28	44	6.26	6.66	14.2	20.03	22.26
-17.78	44	11.59	12.31	14.2	20.03	22.26
12.93	44	8.05	8.56	8.52	12.88	14.31
-15.96	44	10.22	10.86	11.36	16.60	18.44
-11.15	44	6.84	7.27	11.36	16.60	18.44

La elección del acero corrido fue de 2-3/4", el cual satisface la mayoría de exigencias a lo largo del tramo; en los tramos los cuales requerían de mayor acero, se completaron con bastones adicionales de 3/4".

Con respecto al corte de acero superior del segundo tramo, primero se halló el aporte de los aceros corridos instalados el cual fue de 8.87 ton-m (2-3/4"); en seguida, se localizó dicho punto (punto teórico de corte), prolongándolo 12db (mayor diámetro de barra) o d (peralte efectivo).

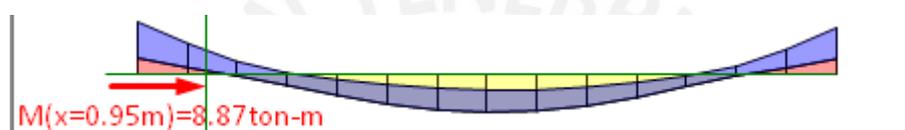


Figura 6.1.3 Aporte de los bastones negativos.

$$\phi M_n(2\phi 1'') = 8.87 \text{ ton-m}$$

$$X \text{ (distancia del apoyo al } \phi M_n) = 0.95 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del bastón} = 0.95 + 0.44 \text{ (peralte efectivo)} = 1.39 \text{ m}$$

La longitud se puede redondear a 1.40 metros. No obstante, siempre se tiene que contrastar dicha longitud con la longitud recta de anclaje para barras superiores, definida por la Norma E.060. En la siguiente tabla, se muestra las longitudes de anclaje para las barras superiores de la norma, las cuales serán las longitudes mínimas a optar. Además, por recomendaciones del Ing. Antonio Blanco, el corte de acero superior se puede definir como $Luz/3$ y para el acero inferior como $Luz/5$, como un diseño conservador el cual tiene que ser comparado con el calculado.

Tabla 6.1.3 Longitudes rectas de anclaje para barras superiores en tracción. (Adaptado de Ottazzi, 2018)

	f'c(Kg/cm ²)				
	210	280	350	420	550
Barra	Ld(cm)	Ld(cm)	Ld(cm)	Ld(cm)	Ld(cm)
8mm	37	32	28	26	23
3/8"	44	38	34	31	27
1/2"	58	51	45	41	36
5/8"	73	63	57	52	45
3/4"	88	76	68	62	54
7/8"	127	110	98	90	78
1"	145	126	112	103	90
1-3/8"	204	177	158	145	126

6.1.2 Diseño por cortante

Según la Norma E.060, el diseño para elementos con responsabilidad sísmica debe considerar las estipulaciones del capítulo 21. En los subcapítulos se diferencia el diseño para los tipos de sistema sismorresistente y de elementos específicamente. El subcapítulo que corresponde es el 21.4, el cual estipula requerimientos para el diseño por fuerza cortante para el sistema sismorresistente del tipo muros estructurales.

La cortante última ya no será la máxima cortante obtenida de las combinaciones de carga del diseño por flexión. Si se tomara la máxima cortante de dichas combinaciones, se podría presentar una falla frágil (falla por cortante), la cual es el tipo de falla indeseable. Por ello, se amplificarán los valores de cortante de dos maneras.

En primer lugar, se obtendrá el valor de fuerza cortante última del equilibrio entre los momentos nominales instalados (M_n) y las cargas en servicio (muerta y viva), estas últimas amplificadas por 1.25.

Tabla 6.1.4 Metrado de cargas para el tramo 1 y 2.

CM		CV	
Peso de losa aligerada (ton/m)	1.464	Sobre carga (ton/m)	0.976
Piso terminado(ton/m)	0.488		
Tabiquería(ton/m)	0.418		
Peso propio de la viga (ton/m)	0.30		

Tabla 6.1.5 Metrado de cargas para el tramo 3.

CM		CV	
Peso de losa maciza (ton/m)	1.21	Sobre carga (ton/m)	0.50
Piso terminado(ton/m)	0.252		
Peso propio de la viga (ton/m)	0.36		

Para dicho inciso se tomará en cuenta lo siguiente:

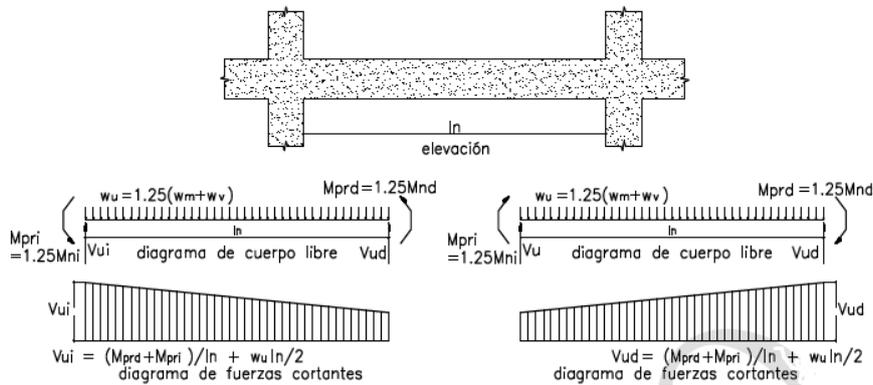


Figura 6.1.4 Cortante isostática última. (Norma E.060)

$$W_u = 1.25 * (W_{muerta} + W_{viva})$$

$$V_u = \frac{M_{derecha} + M_{izquierda}}{Luz} + \frac{W_u * Luz}{2}$$

Tabla 6.1.6 Diseño por capacidad del tramo 1.

Mnizq(ton-m)	9.86
Mndere(ton-m)	22.26
Ln(m)	1.41
Wm(ton/m)	2.252
Wv(ton/m)	0.976
Wu(ton/m)	4.04
Vu(ton)	25.62

Tabla 6.1.7 Diseño por capacidad del tramo 2.

Mnizq(ton-m)	22.26
Mndere(ton-m)	18.44

Ln(m)	6.4
Wm(ton/m)	2.67
Wv(ton/m)	0.976
Wu(ton/m)	4.56
Vu(ton)	20.94

Tabla 6.1.8 Diseño por capacidad del tramo 3.

Mnizq(ton-m)	18.44
Mndere(ton-m)	18.44
Ln(m)	5
Wm(ton/m)	1.762
Wv(ton/m)	0.5
Wu(ton/m)	2.83
Vu(ton)	14.45

En segundo lugar, para obtener el otro valor de fuerza cortante con el cual se comparó, se incrementó en 2.5 veces los valores de los sismos en las combinaciones de carga definidas en el método por flexión.

$$0.9CM \pm 2.5S$$

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25(CM + CV) \pm 2.5S$$

En el programa Etabs, se crearon dichos casos de carga y se generó la envolvente para hallar los valores máximos de cortante.

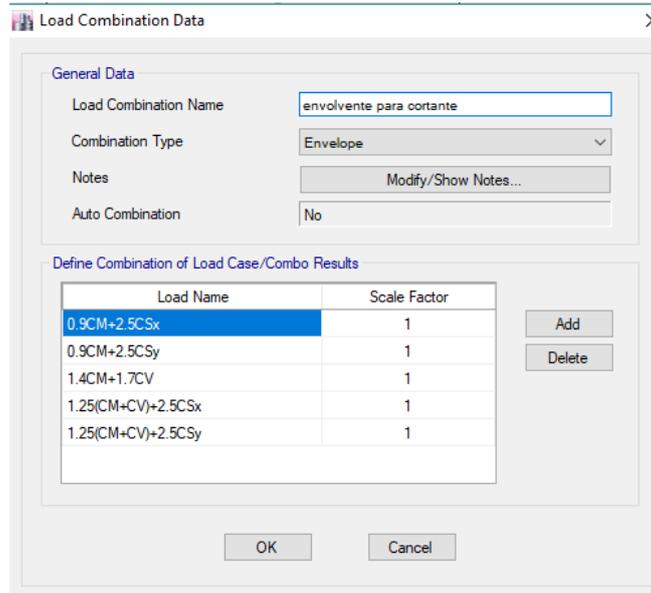


Figura 6.1.5 Combinaciones de carga para la envolvente.

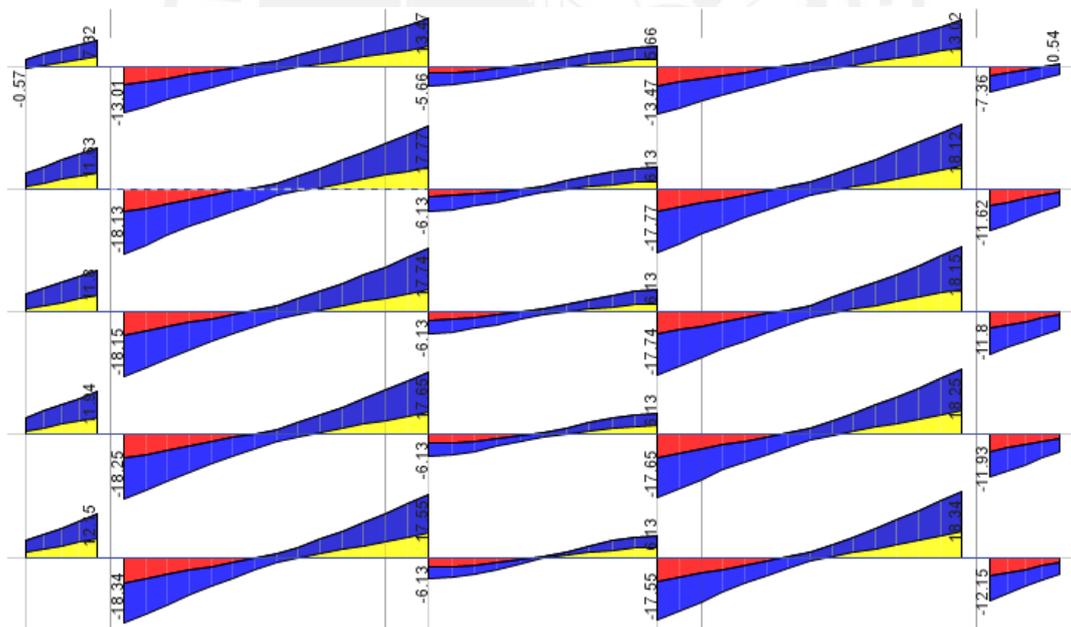


Figura 6.1.6 Diagrama de fuerza cortante amplificado en toneladas.

En seguida, se compara los valores de fuerza cortante del diagrama y de los definidos inicialmente. Se escogió el menor valor entre ellos.

Tabla 6.1.9 Cortante de diseño.

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Vu1 (ton)	25.62	20.94	14.45
Vu2 (ton)	11.91	18.14	6.38
Vu diseño (ton)	11.91	18.14	6.38

Con el valor de la cortante de diseño, se procedió a calcular el espaciamiento requerido.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * B * d = 7.18 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{0.85} - V_c$$

$$V_s \text{ limite} = 2.1 * \sqrt{f'c} * B_w * d = 33.74 \text{ ton}$$

En la última ecuación, la norma limita el valor del aporte en cortante del acero, ello es similar a limitar un valor máximo de cortante última de diseño. Si dicha expresión no se cumple, se tendrá que incrementar las dimensiones de la viga o aumentar la resistencia $f'c$ del concreto.

Tabla 6.1.10 Cortantes de diseño.

Vu diseño (ton)	ϕV_c (ton)	Vs(ton)	$V_s \leq 2.1 * \sqrt{(210)} * b_w * d$
11.91	7.18	5.56	cumple
18.14	7.18	12.89	cumple
6.38	7.18	-0.94	cumple

Se tomaron estribos de 3/8", dando un $A_v=1.42 \text{ cm}^2$; ya que, el área de corte es de dos barras de 3/8" (área=0.71).

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

$$S_1 = 1.42 * 4200 * \frac{54}{5.56 * 1000} = 47.33 \text{ cm}$$

$$S_2 = 1.42 * 4200 * \frac{54}{12.89 * 1000} = 20.42 \text{ cm}$$

Asimismo, la norma estipula espaciamientos para la zona de confinamiento y para la zona central.

Con respecto al confinamiento, la norma estipula el espaciamiento según los incisos de la tabla que se muestra a continuación. Asimismo, se especifica la longitud de confinamiento la cual es de dos veces el peralte de la viga.

- a) Cuarta parte del peralte efectivo del elemento.
- b) Diez veces el diámetro de la menor barra longitudinal.
- c) Veinticuatro veces el diámetro del estribo elegido.
- d) Treinta centímetros

Se escogió el menor de los valores hallados para el espaciamiento de estribos de confinamiento.

Tabla 6.1.11 Estribos de confinamiento

Estribos de confinamiento (21.4.4.4)							
a) d/4	b) 10*Dmenor	c) 24 estribos	d) 30cm	Lconfinamiento(m)	Sconfi(cm)	Selegido(cm)	Cantidad de 3/8"
11	19.05	22.86	30	1	11	10	10
11	19.05	22.86	30	1	11	10	10
11	19.05	22.86	30	1	11	10	10

Los estribos centrales se calcularon mediante $S=0.5*d=22\text{cm}$ (Norma E.060), redondeando dicho valor, se tendrá estribos centrales cada 20 cm para el tramo 1 y 3 de la viga V-3. Para el tramo 2, la normativa estipula que el espaciamiento en todo el elemento no debe ser menor que el hallado por la cortante de diseño "Vu", el cual fue $S_2=20.42$; por ello, los estribos centrales se redondearon a $S=20\text{ cm}$.

6.1.3 Deflexiones

En la viga diseñada, específicamente el tramo 2, se verificará el estado límite de servicio (deflexiones). Dicha viga se encuentra sometida a las cargas del peso propio de la misma, peso de la losa aligerada y peso de la tabiquería.

En primer lugar, se diferencié el uso entre la sección agrietada y la sección bruta (sección no agrietada). Se denomina sección agrietada cuando el esfuerzo del concreto en tracción supera la resistencia del concreto. Dicho ello, se halló el momento que produce agrietamiento (M_{cr}), el cual se comparó con el momento en servicio ($+M_s$) ubicado a la mitad del tramo 2 de la viga.

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} = \frac{25 * 50^3}{12} = 260416.67 \text{ cm}^4$$

$$f_r = 2 * \sqrt{f'_c} = 2 * \sqrt{210} = 28.98 \frac{kg}{cm^2}$$

$$M_{cr} = \frac{2 * f_r * I_g}{h} = \frac{2 * 28.98 * 260416.67}{50 * 100000} = 3.019 \text{ ton} - m$$

Donde:

h = peralte de la sección

b = ancho de la sección

I_g = inercia de la sección bruta

f_r = resistencia del concreto a tracción

f'_c = resistencia a compresión del concreto

M_{cr} = momento de agrietamiento

El momento por cargas de servicio (carga muerta más carga viva) fue de M_s=8.72 ton-m en la zona central del tramo 2. Comparando los momentos, como M_s>M_{cr}, se tendrá que usar la inercia de la sección agrietada la cual denominaremos en adelante como inercia efectiva para el cálculo de deflexiones (I_{ef}).

La sección central del tramo 2 cuenta con 2-3/4" en la zona superior y con 3-3/4" en la zona inferior. No se tuvo en consideración el aporte del concreto en tracción; por ello, se hallará la posición del eje neutro para diferenciar dichas zonas (compresión y tracción) y en seguida la inercia de la sección agrietada (I_{cr}=I_{ef}).

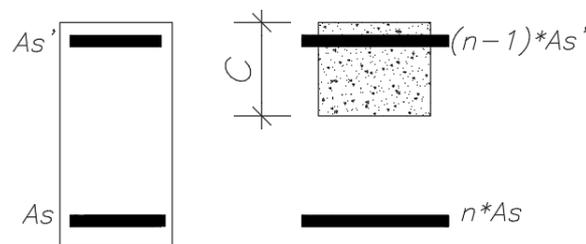


Figura 6.1.7 Sección transformada para el cálculo de momento de inercia agrietado.

Del cálculo de momentos de áreas respecto al eje neutro:

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

$$\frac{b * c^2}{2} + c * (As' * (n - 1) + As * n) - As' * d' * (n - 1) - As * d * n = 0$$

De la ecuación por fórmula general:

$$c = \frac{-(As' * (n - 1) + As * n) \pm \sqrt{\left(\frac{b}{2}\right)^2 - 4 * \left(\frac{b}{2}\right) * (As' * d' * (n - 1) + n * As * d)}}{2 * \frac{b}{2}}$$

Donde:

As' = 5.68 cm² (acero superior)

d' = 6 cm (peralte efectivo para el acero superior)

As = 8.52 cm² (acero inferior)

d = 44 cm (peralte efectivo para el acero superior)

n = Es/Ec = 9.2 (transformación de material)

b = 25 cm (ancho de la sección)

c = profundidad del eje neutro

Hallado el valor de “c=12.11cm”, se procede a calcular la inercia efectiva (I_{ef}).

$$I_{ef} = \frac{b * c^2}{3} + (n - 1) * As' * d'^2 + n * As * d^2 = 118429.6 \text{ cm}^4$$

En seguida se procede a extraer las deflexiones de Etabs, las cuales, son deflexiones de la sección no agrietada; por ende, para obtener las deflexiones inmediatas se ajustó a la inercia efectiva.



Figura 6.1.8 Deflexión por la tabiquería de la sección no agrietada.

$$\Delta cm = 0.1815 \text{ cm}$$

$$\Delta cv = 0.071 \text{ cm}$$

Deflexiones inmediatas: deflexiones instantáneas debidas a la carga muerta y carga viva.

$$\Delta icm = \Delta cm * \frac{I_g}{I_{ef}} = 0.399 \text{ cm}$$

$$\Delta icv = \Delta cv * \frac{I_g}{I_{ef}} = 0.156 \text{ cm}$$

$$\Delta icv(\text{considerando el 30\% actuando permanentemente}) = \Delta cv * \frac{I_g}{I_{ef}} * 30\% = 0.047 \text{ cm}$$

Deflexiones diferidas: deflexión causada por el creep y flujo plástico a lo largo de un periodo de tiempo.

$$\rho'(\text{cuantía del acero}) = \frac{A_s'}{b * d} = 0.0045$$

$$\xi = 2 \text{ (para duración de la carga de 5 años a más)}$$

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50 * \rho'} = 1.63$$

$$\Delta \text{ diferida} = \Delta \text{ inmediata} * \lambda$$

$$\Delta dcm = \Delta icm * \lambda = 0.65 \text{ cm}$$

$$\Delta dcv = \Delta icv * \lambda = 0.254 \text{ cm}$$

$$\Delta dcv(30\%) = \Delta icv * \lambda * 30\% = 0.076 \text{ cm}$$

Para establecer un límite a la deflexión, sin que esta afecte la apariencia, daños a otros elementos no estructurales e interfiera en el desempeño de la estructura; la Norma E.060 establece límites máximos 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)†	$\ell/480^\ddagger$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240^\S$

Figura 6.1.9 Deflexiones máximas admisibles (Norma E.060).

Se consideró un límite de $L/480=1.33\text{cm}$; ya que, la viga presenta un elemento no estructural (tabique), el cual es vulnerable a daños por excesivas deflexiones. En todos los cálculos de deflexión se tomó en cuenta el peso de tabique.

$$\Delta_{max} = \Delta_{dcm} + \Delta_{dcv}30\% + \Delta_{idv} = 0.88 \text{ cm} < 1.33$$

Finalmente, se concluye que las deflexiones esperadas no afectarán al elemento no estructural. Cabe resaltar, que el límite de la norma asume la construcción del tabique después de desencofrar la viga.

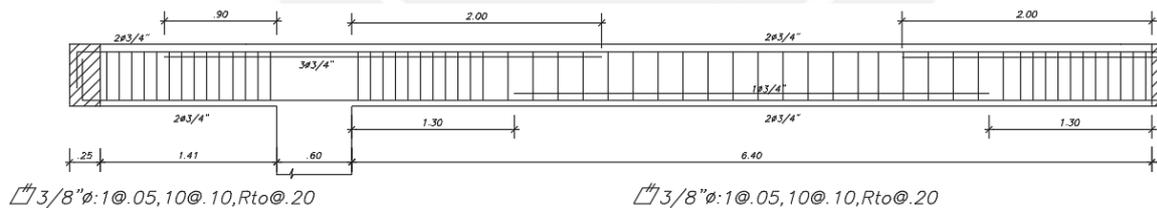


Figura 6.1.10 Diseño final del tramo 1 y 2 de la viga V-3.

6.2 Vigas chatas

Son aquellos elementos los cuales reciben directamente una carga de tabiquería o una carga puntual; la cual, si estaría directamente aplicada en una losa aligerada, esta se vería perjudicada por la carga excesiva, si esta carga (distribuida) es paralela a la dirección de la losa en cuestión. Por ello, es necesario un elemento de concreto armado del mismo espesor de la losa aligerada, para que dicho elemento reciba la carga y la transfiera directamente a las vigas peraltadas.

A manera de ejemplo se realizó el análisis de una viga chata comprendida entre los ejes 1 y 2. La viga consta de un tramo y el ancho de la viga es $b=20$ cm.

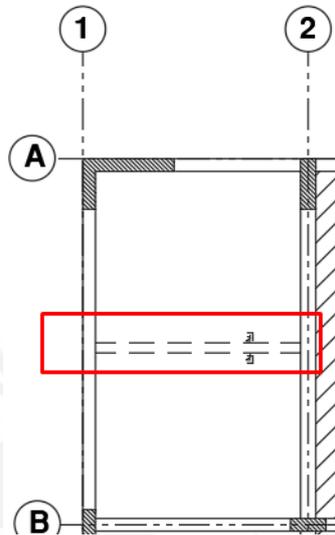


Figura 6.2.1 Viga chata de dos tramos.

6.2.1 Diseño por flexión

A continuación, se muestra el metrado de cargas de la viga chata.

$$\text{Peso propio } \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) = b * h * \gamma = 0.2 * 0.2 * 2.4 = 0.096 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Peso tabique } \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) = e * h * \gamma = 0.1 * 2.5 * 1.8 = 0.486 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga viva } \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) = s/c * b * h = 0.2 * 0.2 * 0.2 = 0.04 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$\text{Carga última } \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}}\right) = 1.4 * CM + 1.7 * CV = 0.88 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

La tabiquería utilizada es sílico calcárea con un espesor terminado de 0.10m, de empaste directo sin necesidad de tarrajeo y con un peso de 1.8ton/m³.

Tabla 6.2.1 Metrado de cargas

	Tramo (0.2x0.2)
Peso propio(ton/m)	0.096
Peso del tabique e=0.10m(ton/m)	0.486
Carga viva (ton/m)	0.04
1.4CM+1.7CV (ton/m)	0.88

Como es un tramo simplemente apoyado y con carga uniforme, el momento central positivo será:

$$Mu+ = \frac{w * l^2}{8} = \frac{0.88 * 4^2}{8} = 1.76 \text{ ton} - m$$

$$Mu(+) = 1.76 \text{ ton-m}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As(+)\text{requerido} = 3.06 \text{ cm}^2$$

$$As\text{Mínimo} = 0.82 \text{ cm}^2$$

$$As(+)\text{colocado} = 2.57 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 1/2 + 1\phi 3/8$$

$$As(-)\text{colocado} = 2.58 \text{ cm}^2 \quad 2\phi 1/2$$

6.2.2 Diseño por cortante

De manera análoga, se calcula la fuerza cortante última.

$$Vu = \frac{w * l}{2} = \frac{0.88 * 4}{2} = 1.76 \text{ ton}$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

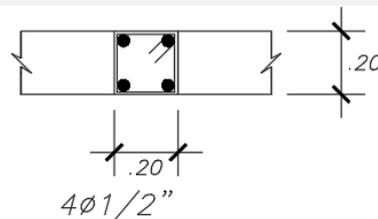
$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 2.22 \text{ ton}$$

Comparando los valores de cortantes máximos se verifica que $\phi V_c > V_u$, siendo V_u la cortante máxima en mención. La Norma estipula que los espaciamientos no deben ser mayores a: 16 veces el diámetro de la barra longitudinal ($S=16*db=20.32\text{cm}$), 48 veces el diámetro del estribo ($S=48*de=48*0.635=30.48$) y la menor dimensión transversal del elemento ($S=20\text{cm}$). Se escogió el menor de ellos para los estribos centrales ($S=20\text{cm}$) y estribos de confinamiento a $S=12.5\text{cm}$ dentro de una longitud de confinamiento igual a dos veces la altura del elemento.



$\square \# 1/4" \phi: 1 @ .10, 3 @ 0.125, Rto @ .20$

Figura 6.2.5 Detalle en elevación de la viga chata.

CAPÍTULO 7: DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas son elementos verticales los cuales están sometidos a solicitaciones de fuerzas cortantes y de flexocompresión. Dichas solicitaciones, provenientes de las cargas muertas y vivas del área tributaria de la columna, son transmitidas al terreno a lo largo de todo el desarrollo de la columna. Además, por las características inerciales y en efecto su rigidez, las columnas disminuyen los desplazamientos laterales de la edificación.

A continuación, se desarrollará el ejemplo de una columna interior de 25cm x 60cm.

7.1 Diseño por flexocompresión

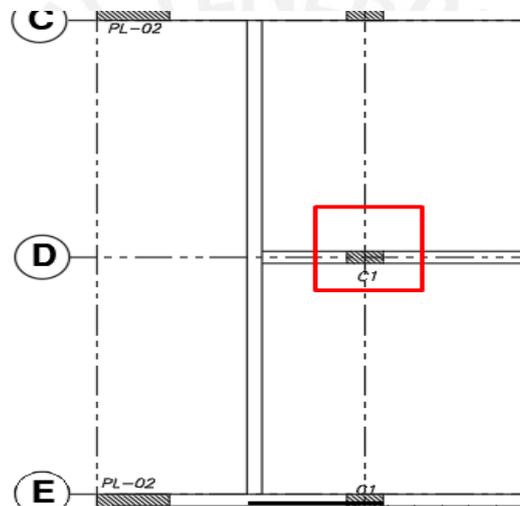


Figura 7.1.1 Columna interior C2 en el eje 2-D.

El área tributaria en planta de la columna es de 26.86 m². Dicha área tributaria comprende losas aligeradas de h=20cm de peralte, vigas de 25cm x 50cm de sección y tabiquería. A continuación, se presentará las cargas en servicios y solicitaciones sísmicas en la base de la columna. Cabe resaltar que el eje local 3 es perpendicular a la mayor dimensión de la columna (60cm) y el eje local 2 es perpendicular a este.

Tabla 7.1.1 Cargas de la columna C2.

	Carga axial(ton)	Fuerza cortante(ton)	Momento eje local 3(ton-m)	Momento eje local 2(ton-m)
Carga muerta	77.987	0.3541	0.2961	0
Carga viva	23.2509	0.664	0.5551	0
Sismo X	-0.5379	1.6197	3.9521	0.5631
Sismo Y	-0.3884	0.4925	1.2795	0.8787

Con respecto al diseño por flexocompresión, se usarán las combinaciones de carga última detalladas en la tabla.

Tabla 7.1.2 Combinaciones de carga en la base del primer piso de la columna C2.

	P	V2	V3	M2	M3
1er Nivel	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
0.9CM+CSy Max	69.80	0.17	0.36	0.88	1.01
0.9CM+CSy Min	70.58	-0.81	-0.36	0.88	1.55
0.9CM+CSx Max	69.65	1.30	0.22	0.56	3.69
0.9CM+CSx Min	70.73	-1.94	-0.23	0.56	4.22
1.4CM+1.7CV	148.71	-1.62	0.00	0.01	2.22
1.25(CM+CV)+CSx Max	126.01	0.35	0.22	0.56	2.89
1.25(CM+CV)+CSx Min	127.09	-2.89	-0.23	0.56	5.02
1.25(CM+CV)+CSy Max	126.16	-0.78	0.35	0.88	1.96
1.25(CM+CV)+CSy Min	126.94	-1.77	-0.36	0.88	2.34

Como se puede observar en la anterior tabla, dichas combinaciones de carga serán usadas en todos los pisos. Asimismo, las cargas serán ubicadas en el diagrama de interacción. Para realizar el diseño, se puede asumir una cuantía inicial partiendo del 1%, e ir incrementado la cuantía según se requiera. En este caso se asumirá una cuantía del 1.1%, con ello se obtiene un área de acero de 16.5 cm² (8φ5/8”). La cuantía asumida debe estar comprendida entre 1% y 4%; no obstante, se puede asumir una cuantía de hasta 6%, pero se tendrá que hacer un detalle de amarre de la columna con las vigas, debido a la congestión de acero.

$$A_{st} = b * h * \rho\% = 25 * 60 * 1.1\% = 16.5\text{cm}^2$$

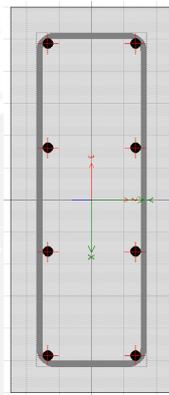


Figura 7.1.2 Arreglo con cuantía del 1.1%.

Con el área de acero definida, se procede a realizar el diagrama de interacción con once puntos notables; asimismo, se ubican las cargas de las combinaciones últimas de dos pisos contiguos en el diagrama, para verificar si la sección y la cuantía elegida es la correcta en el piso inmediato superior.

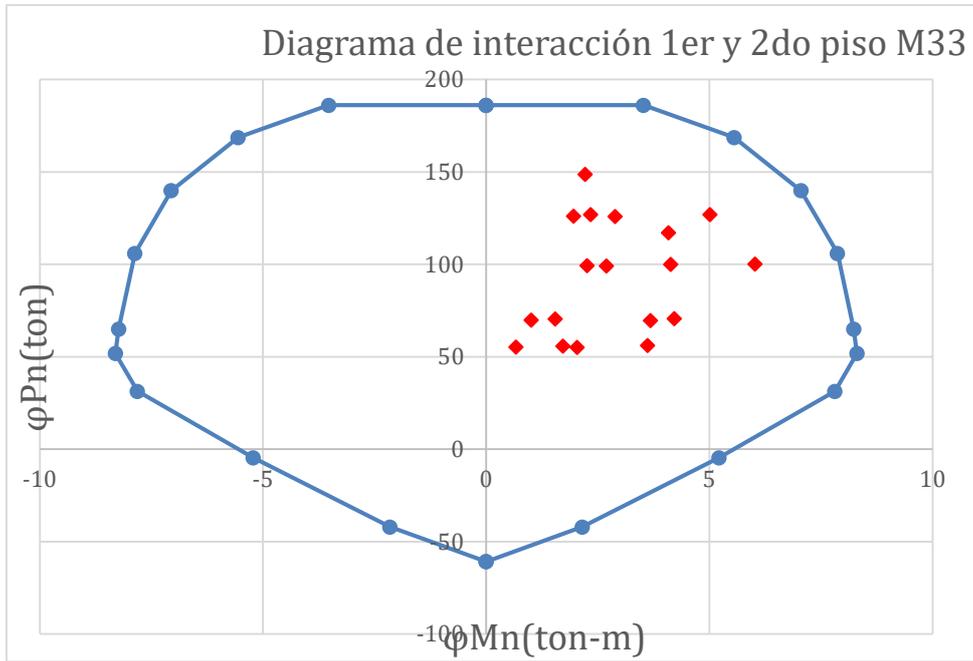


Figura 7.1.3 Diagrama de interacción para los puntos P(ton) y M2(ton-m).

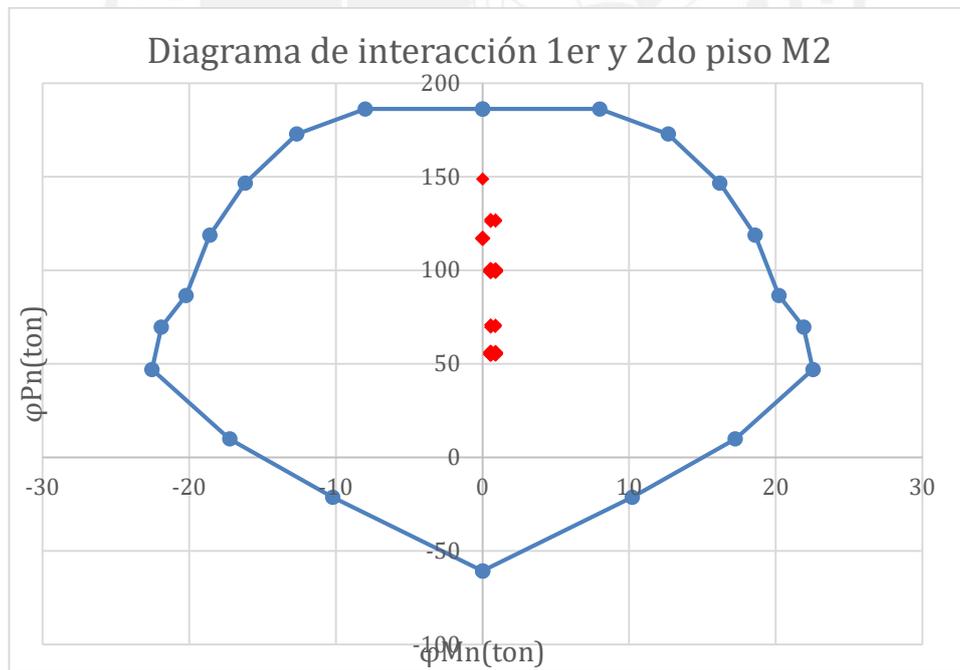


Figura 7.1.4 Diagrama de interacción para los puntos P(ton) y M3(ton-m).

Como se puede observar, los momentos flectores y las cargas axiales de las diferentes combinaciones de carga analizadas, está dentro del diagrama de interacción; por lo tanto, el dimensionamiento de la columna y la cuantía asumida es la correcta (1.1%).

Además, se puede disminuir la cuantía en los pisos superiores, debido a que la carga axial será menor. La cuantía no deber ser menor al 1%, ya que bajo cargas en servicio el refuerzo puede entrar en fluencia.

7.2 Diseño por cortante

En el presente subcapítulo, se desarrollará el diseño por fuerza cortante de la columna anteriormente descrita. Se realizó el diseño por capacidad en todos los casos, ya que dichos valores obtenidos (V_{pr}) son mayores a los valores asociados a una falla por flexión (V_u). Con ello, aseguramos que el elemento primero tenga una falla dúctil antes que una falla frágil.

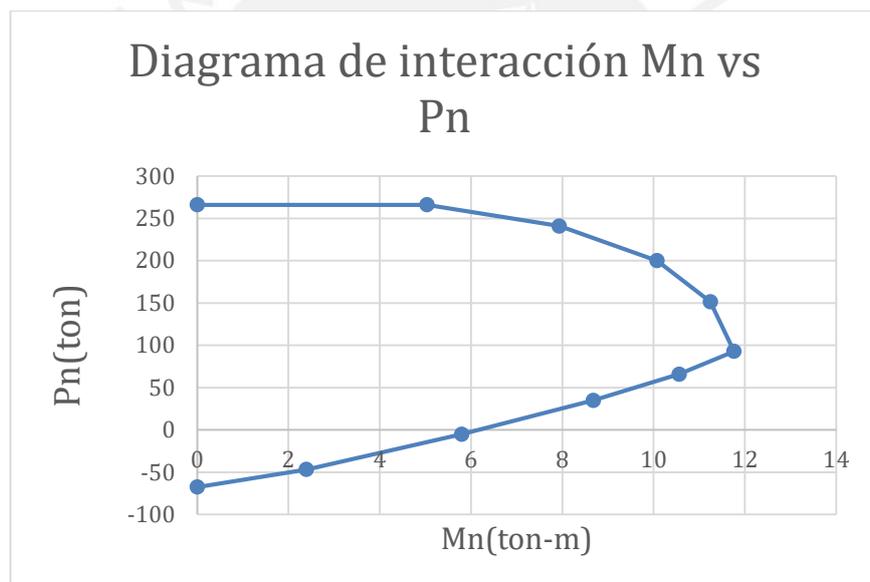


Figura 7.2.1 Diagrama de interacción Mn vs Pn.

Con respecto al diseño por capacidad:

En primer lugar, se localizan las cargas axiales P_u (ton) de cada combinación de carga y se ubican en el diagrama de interacción para obtener el momento nominal instalado en la columna.

En segundo lugar, se halla el momento probable de la sección M_{pr} (ton-m), multiplicando el momento nominal por el factor de 1.25 (Norma E.060).

Finalmente, se halla la fuerza cortante probable $V_{pr}(\text{ton})=2*M_{pr}/L_n$ del equilibrio.

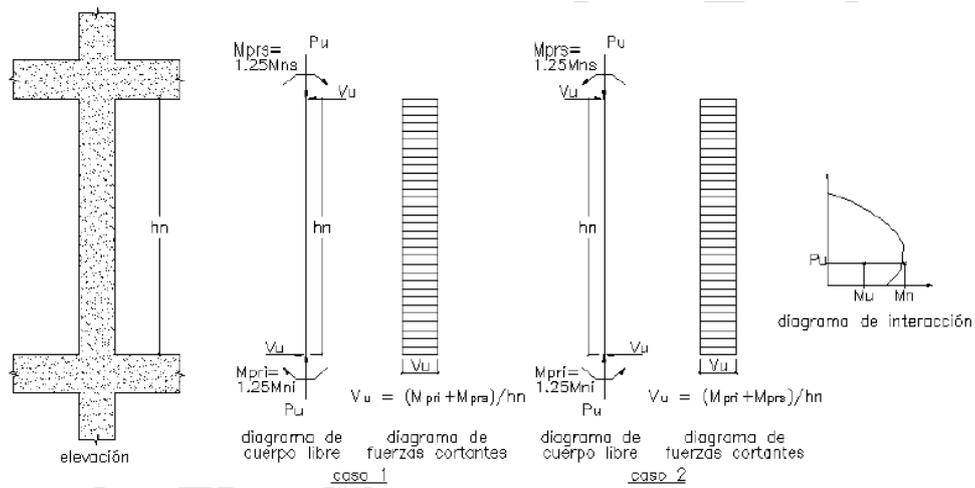


Figura 7.2.2 Cortante de diseño para columnas (Norma E.060).

Para hallar el espaciamiento de los estribos, se usarán las siguientes formulas:

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

$$V_s = \frac{V_{pr}}{\phi} - V_c$$

$$S = f_y * d * Ag / V_s$$

Con dichas fórmulas se realizó la tabla resumen, que a modo de ejemplo se mostrará para el primer nivel.

Tabla 7.2.1 Diseño por capacidad

1er Nivel	Pu(ton)	Mn(ton-m)	Mpr(ton-m)	Vpr(ton)	Vc(ton)	Vs(ton)
0.9CM+CS y Max	69.80	10.80	13.5	12.27	14.70	-0.27
0.9CM+CS y Min	70.58	10.85	13.56	12.33	14.83	-0.32
0.9CM+CS x Max	69.65	10.79	13.49	12.26	14.68	-0.25
0.9CM+CS x Min	70.73	10.85	13.57	12.34	14.85	-0.33
1.4CM+1.7 CV	148.71	11.27	14.08	12.8	27.48	-12.42
1.25(CM+C V)+CSx Max	126.01	11.47	14.34	13.04	23.80	-8.46
1.25(CM+C V)+CSx Min	127.09	11.46	14.32	13.02	23.98	-8.66
1.25(CM+C V)+CSy Max	126.16	11.47	14.33	13.03	23.83	-8.50
1.25(CM+C V)+CSy Min	126.94	11.46	14.33	13.03	23.95	-8.62

Además de los valores de espaciamiento hallado, se hallan los espaciamientos fuera de la longitud de confinamiento (espaciamiento central) de acuerdo a al inciso 21.4.5.4 de la Norma E.060. En dicho inciso se enuncia que el espaciamiento transversal tiene que cumplir con el punto 7.10 y 11.5.5.1 los cuales serán descritos a continuación, y adicionalmente no será mayor a 30cm.

- Según 7.10
 - a) El espaciamiento no debe exceder 16 veces el diámetro de las barras longitudinales.
 - b) El espaciamiento no debe exceder 48 veces el diámetro del estribo usado, en este caso el estribo será de 3/8".
 - c) El espaciamiento no debe exceder la menor dimensión de la sección de la columna analizada.

- Según 11.5.5.1
 - a) El espaciamiento no debe exceder la mitad del peralte efectivo de la sección.
 - b) El espaciamiento no debe exceder 60 mm.

Con ello se hizo una tabla resumen del espaciamiento central elegido para cada piso, el cual también se debe comparar con el espaciamiento calculado anteriormente, y tomar el menor de todos.

Tabla 7.2.2 Espaciamiento central elegido (según incisos y cálculo).

Inciso Norma E.060:	7.1			11.5.5.1		21.4.5.4	Scalculado(cm)	Scentral(cm)
	Scentral(cm)	a) 16Db	b)48Destrib	c)MenorDimen	a) d/2			
1er piso	25.4	45.72	25	28	60	30	---	25
2do piso	25.4	45.72	25	28	60	30	581	25
3er piso	25.4	45.72	25	28	60	30	350	25
4to piso	25.4	45.72	25	28	60	30	286	25
5topiso	25.4	45.72	25	28	60	30	287	25

Con respecto al espaciamiento de confinamiento, este se determinó de acuerdo al inciso 21.4.5.3 de la norma E.060, el cual será descrito a continuación.

- Con respecto al espaciamiento de confinamiento S_o
 - a) No debe ser mayor a 8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal usada
 - b) No debe ser mayor a la mitad de la menor dimensión de la sección de la columna analizada.
 - c) No debe ser mayor a 10cm.
- Con respecto a la longitud de confinamiento L_o .

- a) No debe ser menor que la 6ta parte de la luz libre del elemento
- b) No debe ser menor que la mayor dimensión de la sección de la columna
- c) No debe ser menor que 50cm.

Con todo ello, se muestra la tabla resumen del espaciamiento por confinamiento.

Tabla 7.2.3 Longitud y espaciamiento de confinamiento

	a) en cm	b) en cm	c) en cm	So(cm)
Espaciamiento So	12.7	12.5	10	10
Zona de confinamiento Lo	d) en m	e) en m	f) en m	Lo(m)
1er nivel	0.37	0.6	0.5	0.6
Pisos típicos	0.37	0.6	0.5	0.6

Para finalizar, se juntó en una tabla resumen los estribos que irán a lo largo del elemento en todos los pisos. Cabe resaltar que el momento nominal en los pisos superiores disminuyeron, debido a que los aceros instalados son menores a los pisos inferiores (piso 1 y 2), pero no menor que el 1% de la cuantía mínima.

Tabla 7.2.4 Arreglo de estribos para la columna exterior C1.

	Estribos confinamiento		Estribos centrales	
	#	@		@
1er piso	6	10	resto	25
2do piso	6	10	resto	25
3er piso	6	10	resto	25
4to piso	6	10	resto	25
5to piso	6	10	resto	25

CAPÍTULO 8: DISEÑO DE PLACAS

Las placas, al igual que las columnas, son elementos los cuales resisten las fuerzas sísmicas. A diferencia de ellas, las placas absorben el mayor porcentaje de las sollicitaciones sísmicas, generando así menores desplazamientos de entrepiso y daños en las estructuras.

Las placas están compuestas por aceros longitudinales y transversales, los cuales aportarán resistencia a la flexocompresión y a fuerza cortante. Dichas placas además del acero distribuido en el alma pueden tener núcleos de confinamiento en los extremos, en donde se concentrará una mayor área de acero vertical, en el caso en que las sollicitaciones a flexión sean mayores.

Además, es muy importante diferenciar el tipo de placas a diseñar, estas pueden ser esbeltas o cortas, ya que cada una de ellas tienen un comportamiento diferente ante sollicitaciones de carga. En el caso de placas cortas ($\text{altura/longitud} < 2$), el comportamiento a flexocompresión no puede ser analizado por las hipótesis de flexión, debido a su corta altura; por ello, la falla a flexión es improbable, siendo la falla por cortante la más crítica. En el caso de placas esbeltas ($\text{altura/longitud} > 2$), se comportan como elementos a flexocompresión y cortante; por ello, las asunciones optadas a flexión serán válidas.

A continuación, se desarrolló el diseño de la placa ubicada en la zona del ascensor, y debido a la altura de la edificación y geometría de estas, la placa mostrada es esbelta ($\text{altura/longitud} > 2$).

8.1 Diseño por flexocompresión

La placa PL-06 se encuentra ubicada entre los ejes 3-4 y C-D, la cual corresponde a la caja de ascensores.

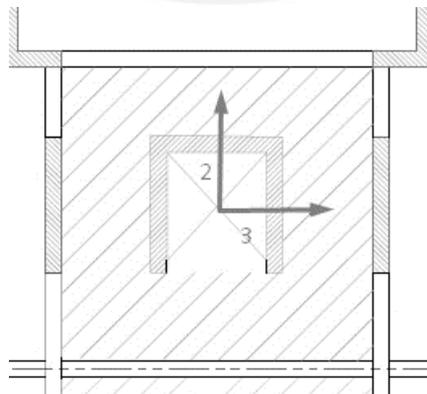


Figura 8.1.1 Ubicación de la placa PL-06 y ejes locales.

A continuación, se muestra las cargas en servicio de la placa PL-06.

Tabla 8.1.1 Cargas en servicio de la placa PL-06.

	Carga axial (ton)	Fuerza cortante 2-2(ton)	Fuerza cortante 3-3 (ton-m)	Momento 2-2 (ton-m)	Momento 3-3 (ton-m)
Carga muerta	76.62	-0.01	0	0.013	0.04
Carga viva	7.72	0.00	0	0	0
Sismo x	0	35.8575	67.7891	517.5209	209.4421
Sismo y	0	88.3199	27.5217	237.1096	479.35

Para la placa, se analizaron los momentos en ambas direcciones, siendo la dirección 2, la más crítica para momentos; debido a las características geométricas de la placa. Ello se refleja en las combinaciones de carga, siendo las combinaciones de sismo en las que obtiene mayores valores de fuerza cortante y momento flector.

Tabla 8.1.2 Combinaciones de carga para la placa PL-06

Combinación de carga	P	V2	V3	M2	M3
	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m
0.9CM+Sx	66.93	77.19	26.61	230.79	479.58
0.9CM-Sx	70.89	-77.38	-26.60	-230.70	-478.35
0.9CM+Sy	68.09	36.17	63.15	514.28	218.06
0.9CM-Sy	69.83	-36.36	-63.14	-514.19	-216.83
1.4CM+1.7CV	120.39	-0.11	0.01	0.07	1.78
1.25(CM+CV)+Sx	104.55	36.16	63.15	514.30	218.90
1.25(CM+CV)-Sx	106.29	-36.37	-63.13	-514.17	-215.99
1.25(CM+CV)+Sy	103.49	77.18	26.61	230.80	480.42
1.25(CM+CV)-Sy	107.35	-77.39	-26.60	-230.68	-477.51

Debido a la magnitud de las cargas axiales y de momentos, se decidió colocar núcleo de confinamiento en todas las esquinas, y también contar con la cuantía vertical mínima distribuida en el alma.

$$\text{Acero mínimo} = 0.0015 * 25 * 100 = 3.75\text{cm}^2$$

Con un área de 3.75cm^2 , se decidió optar por $3/8''@.25\text{m}$ para las bloques rectangulares paralelos al eje local 2. Para el bloque individual paralelo al eje local 3, se decidió optar por acero vertical distribuido de $3/8''@.15\text{m}$ para un mayor aporte a flexión y para usar barras del mismo diámetro horizontales y verticales.

Con respecto a los núcleos de confinamiento, se decidió por optar una longitud del 18% del tramo donde se ubicará el núcleo. Con ello, se evitará tener elevadas cuantías en los núcleos de confinamiento. Así, se procedió a iterar áreas de acero en el núcleo de confinamiento, teniendo en cuenta la magnitud de los momentos.

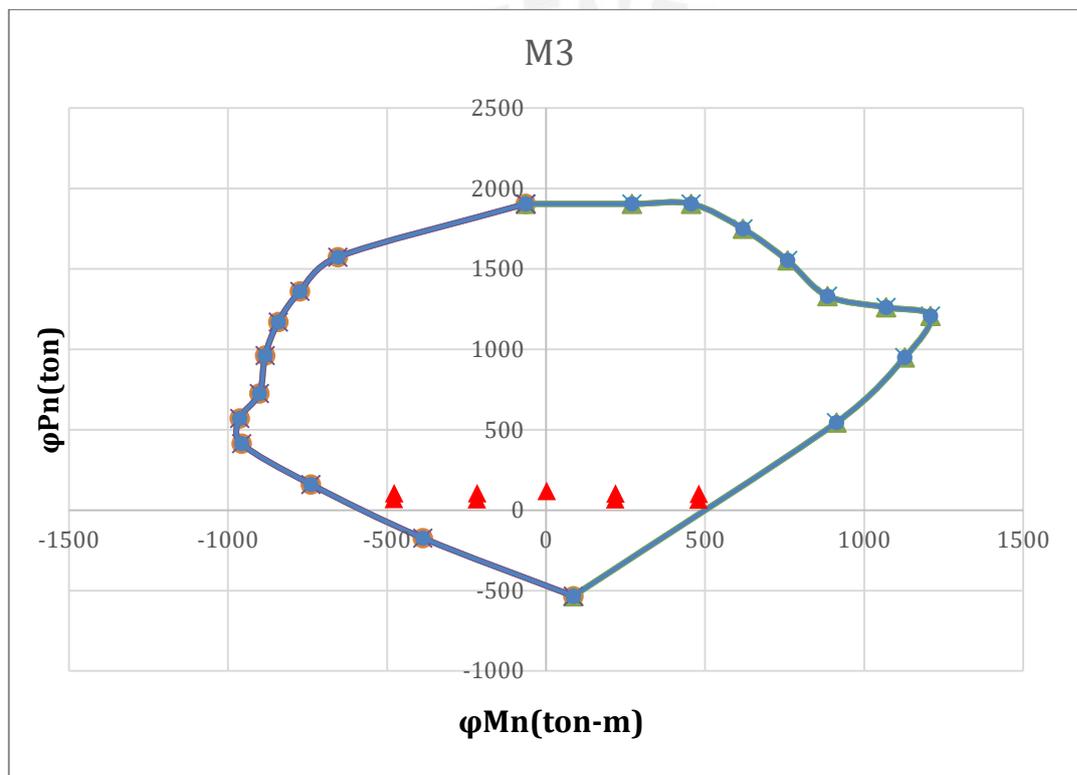


Figura 8.1.2 Diagrama de interacción para el momento M3.

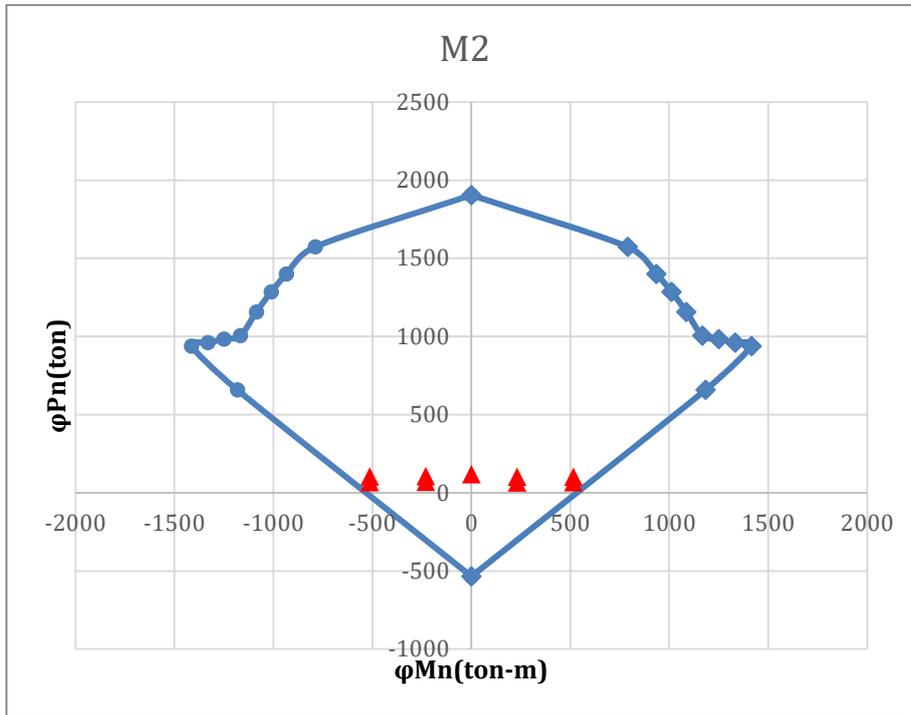


Figura 8.1.3 Diagrama de interacción para el momento M2.

Con dicho diagrama de interacción, se definió un arreglo de 10-3/4" para los núcleos de las esquinas inferiores y un arreglo de 8-3/4" para los núcleos superiores. Con un total de 4 núcleos, la sección satisface las cargas a las cuales está expuesta. Además, como las cargas de la placa van disminuyendo en los pisos superiores (cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flectores), es posible reducir la cuantía de acero sin que esta varíe en un 50% con respecto al piso inferior. Es importante recalcar que los núcleos de confinamiento deben de tener una cuantía mayor al 1%.

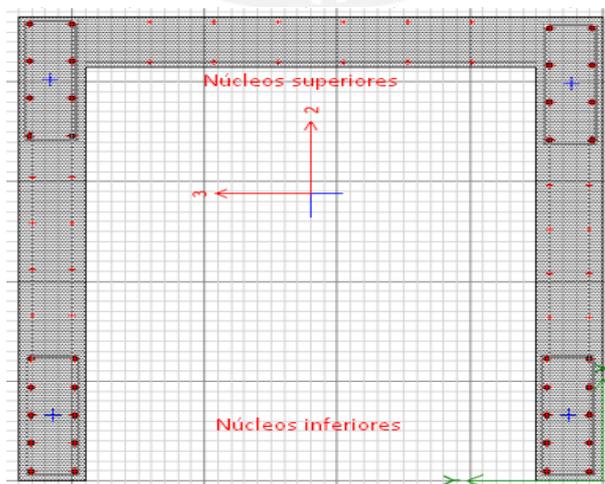


Figura 8.1.4 Diseño por flexocompresión de la placa PL-06

Con la disposición final de los aceros verticales, se procede a verificar la longitud mínima del borde de confinamiento del bloque paralelo al eje local 2. Para determinar ello, se tiene que hallar la profundidad del eje neutro de la porción de placa analizada más el ancho efectivo del ala (10%Altura total del muro o la mitad de la distancia del alma a un muro adyacente, la menor de ellas).

$$\text{Ancho efectivo 1} = 10\%Hm = 10\% * 13.7 = 1.37 \text{ m}$$

$$\text{Ancho efectivo 2} = \frac{\text{Distancia del alma a un muro adyacente}}{2} = \frac{1.7}{2} = 0.85 \text{ m}$$

$$\text{Ancho efectivo elegido} = 0.85 \text{ m}$$

Para hallar el valor de “c”, se procede a definir la curva de Momento-curvatura de la sección con los aceros instalados. Con el mayor valor de carga axial P_u , se ingresa al diagrama de Momento-curvatura, para hallar la curvatura y consecuentemente el valor de “c”.

La construcción del diagrama Momento-curvatura se realizó con el programa Sap 2000, el cual permite ingresar un valor de carga axial, y lo relaciona directamente con un valor de curvatura. Para realizar ello, se construyó la misma sección de la placa con el ancho efectivo determinado anteriormente.

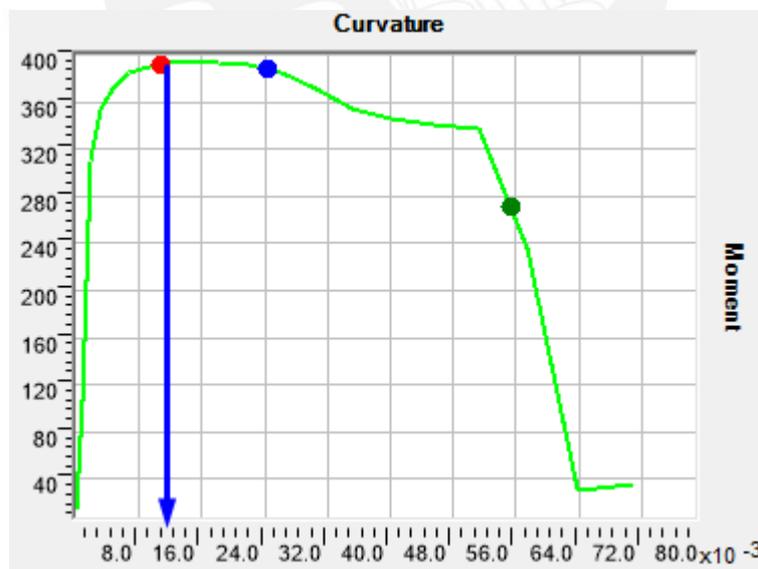


Figura 8.1.5 Diagrama de momento curvatura asociado a la carga axial P_u .

$$c = \frac{\varepsilon c u}{\varphi}$$

Donde:

ϵ_{cu} : deformación unitaria máxima en el concreto (0.003)

φ : curvatura de la sección (rad/m)

Con ello se obtiene una curvatura de 0.0102 rad/m y un valor de $c=0.30$ m. Finalmente, se comprueba la dimensión mínima del núcleo de confinamiento con lo estipulado en norma.

$$\frac{c}{2} = \frac{0.30}{2} = 0.15m$$

$$c - 0.1 * Lm = 0.30 - 0.1 * 2.22 = 0.078m$$

Tomando el mayor valor (0.15m), se comprueba que la dimensión inicial asumida de 0.50m cumple con lo estipulado en norma.

8.2 Diseño por cortante

Con respecto al diseño por fuerza cortante, se decidió realizar en una primera instancia el diseño por capacidad; ya que, con ello se obtiene un mayor valor de fuerza cortante y se garantiza que la falla sea por flexión mas no por corte (frágil). Además, la Norma E.060 especifica que la cortante de diseño deberá ser ajustada a la capacidad en flexión instalada de la placa (P_n y M_n).

El diseño por capacidad se realizó para ambos sentidos (1 y 2) independientemente.

Para el cálculo de la fuerza cortante ultima por capacidad, se multiplica la fuerza cortante de la combinaciones de carga por el factor M_n/M_u , teniendo que ser este menor al coeficiente de reducción de fuerza sísmica R_o . No obstante, si el factor M_n/M_u es mayor a R_o , se considera un factor amplificador de R_o . Como en la edificación predomina el sistema sismorresistente de muros estructurales, el factor se truncará a $R_o=6$.

Con respecto al valor del momento nominal, se consideró la sección con los aceros realmente colocados y se diferenció la dirección de análisis de la fuerza cortante en la elección del gráfico de P_n vs M_n . En seguida, se localiza la carga axial de las combinaciones de carga (P_u) en el grafico P_n vs M_n y se obtiene el momento nominal (M_n).

Para la fuerza cortante en la dirección 2:

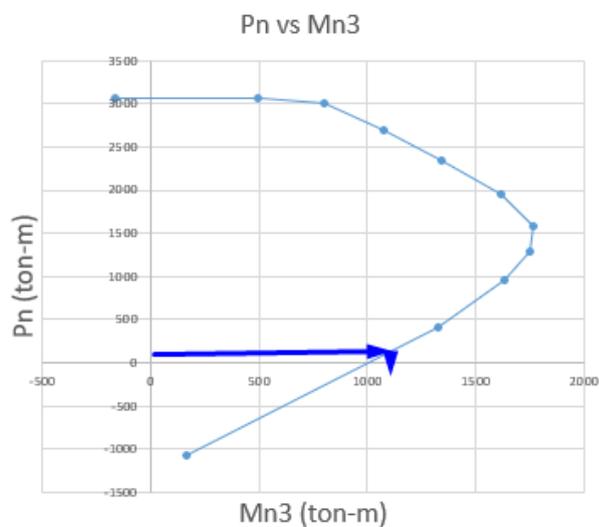


Figura 8.2.1 Momento nominal asociado a la carga axial P_u en la dirección 3.

$$V_u = V_{ua} * \frac{M_n}{M_u}$$

Tabla 8.2.1 Fuerza cortante amplificada para el diseño por capacidad para la dirección 2.

Dirección 2	P_u (ton)	M_n (ton-m)	M_n/M_u	V_{ua} (ton)	V_u (ton)
0.9CM+Sx	67.03	601.67	1.25	77.19	96.84
0.9CM-Sx	70.89	604.63	1.26	77.38	97.81
0.9CM+Sy	68.09	602.48	2.76	36.17	99.93
0.9CM-Sy	69.83	603.82	2.78	36.36	101.25
1.25(CM+CV)+Sx	104.55	630.45	2.88	36.16	104.13
1.25(CM+CV)-Sx	106.29	631.79	2.93	36.37	106.39
1.25(CM+CV)+Sy	103.49	629.64	1.31	77.18	101.15
1.25(CM+CV)-Sy	107.35	632.60	1.32	77.39	102.53

Con las fuerzas amplificadas, se procedió a hallar la cuantía y el espaciamiento necesario para el mayor valor de fuerza cortante de la anterior tabla.

El aporte de la sección será de los dos tramos paralelos al eje 2 y el peralte efectivo será el 80% de la longitud de la sección.

$$2 * \phi V_c = 2 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * bw = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.8 * 2.22 * 25 = 57.97 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{106.39}{0.85} - \frac{57.97}{0.85} = 56.96 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y * 0.8L_m * b} = \frac{56.96}{4200 * 0.8 * 2.22 * 0.25} = 0.0015$$

Se verifica que la cuantía horizontal sea mayor a la 0.0025 (E.060) y se procede a hallar el espaciamiento necesario. Se usaron aceros horizontales de 3/8".

$$s = \frac{n * A_v * 0.8L_m * f_y}{V_s} = \frac{4 * 0.71 * 0.8 * 2.22 * 4200}{56.96 * 1000} = 37.20 \text{ cm}$$

Con ello, se distribuirá el acero en dos caras verticalmente 3/8"@.25m. Además, según la Norma E.060, el diseño por capacidad puede optarse a una longitud vertical equivalente medida desde la base hasta: l_m (longitud del muro), $M_u/4V_u$ o la altura de los dos primeros pisos; la mayor de ellas. Resultando la altura de los dos primeros pisos la mayor. Con respecto al acero horizontal en los demás pisos (del 3ro al 4to), se cambiará la cuantía debido a que las fuerzas cortantes disminuyen. Dicho diseño será por resistencia.

De manera análoga al proceso anterior, se procede a realizar en diseño por fuerza cortante en la dirección 3 de los ejes locales.

Tabla 8.2.2 Fuerza cortante amplificada para el diseño por capacidad para la dirección 3.

Dirección 3	Pu(ton)	Mn(ton-m)	Mn/Mu	Vua(ton)	Vu(ton)
0.9CM+Sx	67.03	654.37	2.84	26.61	75.45
0.9CM-Sx	70.89	658.20	2.85	26.60	75.89
0.9CM+Sy	68.09	655.43	1.3	63.15	80.48
0.9CM-Sy	69.83	657.15	1.3	63.14	80.69
1.25(CM+CV)+Sx	104.55	691.58	1.3	63.15	84.92
1.25(CM+CV)-Sx	106.29	693.31	1.3	63.13	85.13
1.25(CM+CV)+Sy	103.49	690.53	3.0	26.61	79.62
1.25(CM+CV)-Sy	107.35	694.36	3.0	26.60	80.06

El aporte de la sección será de la porción de placa paralela al eje m y el peralte efectivo será el 80% de la longitud de la sección.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * d * bw = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 0.8 * 2.20 * 25 = 28.72 \text{ ton}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c = \frac{85.13}{0.85} - \frac{28.72}{0.85} = 66.36 \text{ ton}$$

$$\rho_h = \frac{V_s}{f_y * 0.8L_m * b} = \frac{66.36}{4200 * 0.8 * 2.20 * 0.25} = 0.0036$$

$$s = \frac{n * A_v * 0.8L_m * f_y}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 0.8 * 2.20 * 4200}{66.36 * 1000} = 15.82 \text{ cm}$$

Con ello se optará un espaciamiento de 15 cm verticalmente de aceros de 3/8".

Como se explicó anteriormente, en los pisos superiores al segundo nivel, se realizó el método por resistencia; resultando la cuantía mínima con un arreglo de 3/8" @.25m.

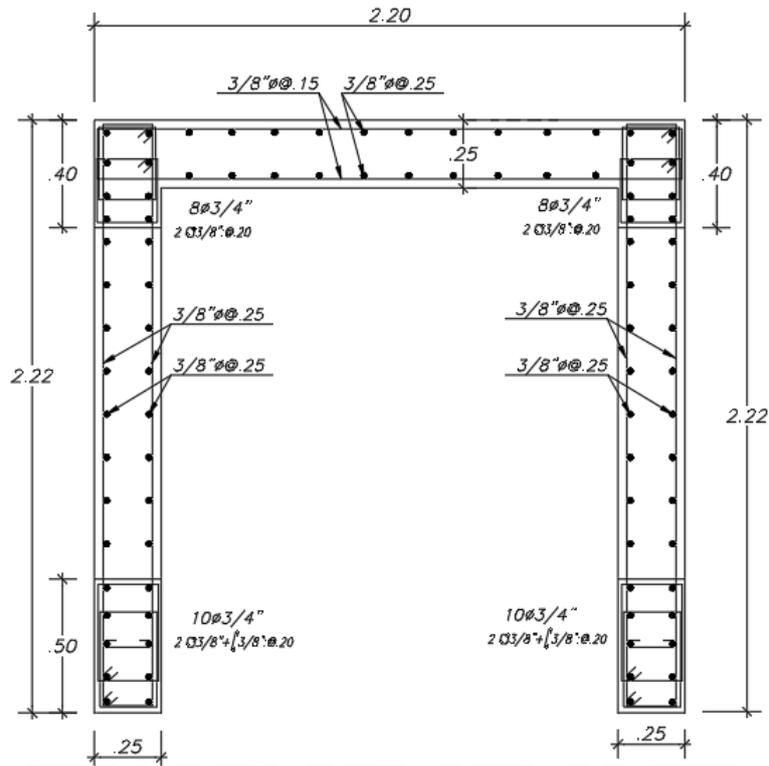


Figura 8.2.2 Disposición final de la placa PI-06.

CAPÍTULO 9: DISEÑO DE CIMENTACIÓN

9.1 Características del suelo de cimentación

Las cimentaciones son elementos estructurales los cuales tienen como finalidad transmitir las cargas de las columnas y placas, hacia el suelo. La capacidad portante o esfuerzo admisible de dicho suelo siempre debe ser mayor al esfuerzo generado por los elementos verticales. Del estudio de mecánica de suelo, se extrae dicha característica del suelo y adicionalmente el nivel mínimo de cimentación recomendado.

Para la ubicación de la edificación (Lima-Surco), el valor optado para el esfuerzo admisible del suelo es de 4 Kg/cm² y la profundidad de nivel de cimentación sugerido es de -1.4m. La cimentación constará de zapatas conectadas en los límites de propiedad, zapatas aisladas en zonas centrales y zapatas combinadas en el núcleo de la edificación (zona de escaleras y ascensor).

9.2 Dimensionamiento

El dimensionamiento de las zapatas se llevó a cabo con las cargas en servicio del elemento vertical a diseñar. Dichas cargas en servicio servirán para hallar un área tentativa para proceder a las verificaciones en contraste con el esfuerzo admisible del suelo. Si el esfuerzo admisible del suelo es menor al esfuerzo generado por las sollicitaciones, se tendrá que incrementar el área de la zapata proporcionalmente.

$$Area\ tentativa = \frac{P_m + P_v + (1 + \%P_p)}{0.9 * \sigma_{adm}}$$

$$Area\ tentativa = \frac{P_m + P_v + (1 + \%P_p) + P_{sismo}}{1.3 * \sigma_{adm}}$$

Donde:

P_m : Carga muerta en servicio

P_v : Carga viva en servicio

$\%P_p$: porcentaje de incremento para el peso propio (5% para suelo bueno)

P_{sismo} : Carga axial de sismo

σ_{adm} : esfuerzo admisible del suelo

Como se puede observar, hay dos factores diferentes los cuales afectan al esfuerzo admisible del suelo (0.9 y 1.3). Dichos factores se diferencian ya que, en el caso de sismo, la norma E.060 permite amplificar el esfuerzo admisible del suelo en un 30% para cargas temporales como sismo.

Se tendrá volados en ambos sentidos de la zapata, dichos volados en lo posible serán proporcionales a la diferencia de las dimensiones de los lados del elemento vertical a diseñar. Ello con la finalidad de tener momentos flectores similares. No obstante, si no se tienen volados similares, se tendrá que diseñar independientemente cada volado o en lo posible usar el mas crítico (volado mas largo).

9.3 Verificación de esfuerzos

Se verificarán los esfuerzos generados por las cargas en servicio y por las cargas de sismo en ambos sentidos X e Y con la siguiente expresión.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * M}{L * B^2}$$

De los análisis del esfuerzo, se seleccionan los esfuerzos máximos de acuerdo al tipo de carga usada (con sismo o sin sismo) para determinar el esfuerzo último de diseño.

$$\sigma_u = 1.6 * \sigma_{servicio}$$

$$\sigma_u = 1.25 * \sigma_{sismo}$$

El factor 1.6 corresponde a un valor intermedio de la combinación de carga 1.4CM + 1.7CV y el factor 1.25 correspondiente a la combinación de sismo 1.25(CM+CV)±S.

9.4 Diseño por punzonamiento

Con el diseño por punzonamiento se verifica el peralte efectivo optado para las zapatas y por ende la altura de la zapata, tomando un recubrimiento de 10 centímetros. El área de influencia y perímetro de influencia se determinarán a una distancia igual a la mitad del peralte efectivo, ello medido desde la cara del elemento vertical. Definido lo anterior, se contrasta valores de cortante V_u y ϕV_c para la elección del peralte.

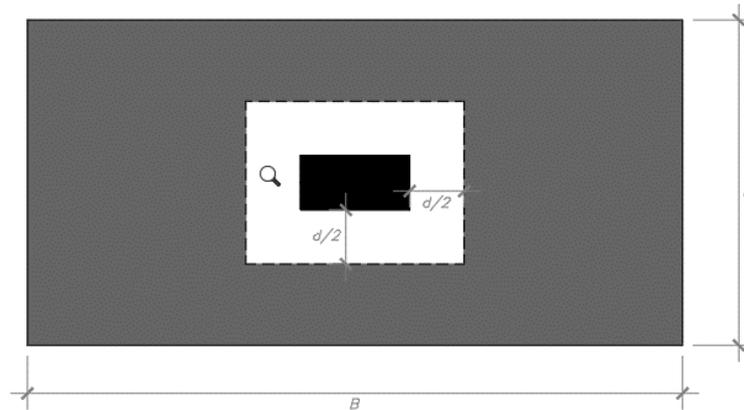


Figura 9.1 Área de influencia para el punzonamiento.

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

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

Donde:

σu : esfuerzo ultimo máximo

A_{total} : área total de la zapata

A_o : área de influencia

$f'c$: resistencia del concreto a compresión

b_o : perímetro del área de influencia

d : peralte efectivo de la zapata, considerando un recubrimiento de 10cm.

Se debe verificar que $\phi V_c > Vu$, para corroborar la elección del peralte efectivo, caso contrario se tendrá que aumentar dicho valor.

9.5 Diseño por cortante

Para el diseño por cortante se analiza una sección ubicada a una distancia “d” de la cara del elemento vertical, dicha sección se usará para el determinar la cortante última la cual se compara con ϕV_c . En el caso de zapatas con volados diferentes, se deberá analizar el caso más crítico, el cual es la menor longitud de volado.

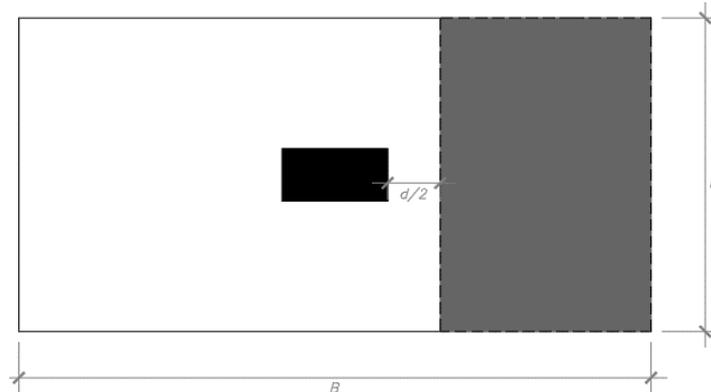


Figura 9.2 Diseño por cortante

$$Vu = \sigma u * b * (d - \text{volado})$$

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

De manera análoga, se verifica que $\phi Vc > Vu$. En caso no se cumpla, se deberá incrementar el peralte.

9.6 Diseño por flexión

Con respecto al diseño por flexión, de manera similar se usa el esfuerzo último máximo, el cual tendrá influencia en el área del voladizo para determinar el acero necesario por flexión. La idealización es similar a una viga empotrada en la cara del elemento vertical y en volado.

$$Mu = \frac{\sigma u * \text{volado}^2 * b}{2}$$

Con dicha fórmula se calculará el acero necesario distribuido perpendicularmente a la sección "b". Si el acero calculado es menor al acero mínimo ($0.0018 * b * d$), se usa el acero mínimo.

A manera de ejemplo se realizará el diseño de la zapata aislada de la columna central C-3 y, la zapata combinada de las placas P1-03 y P1-04.

9.7 Ejemplo Zapata aislada Z-4

-Dimensionamiento

El dimensionamiento se realizó con las cargas axiales en servicio de la columna C1 de sección $0.25 \times 0.60 \text{m}$ considerando un suelo bueno y reduciendo el esfuerzo admisible del suelo.

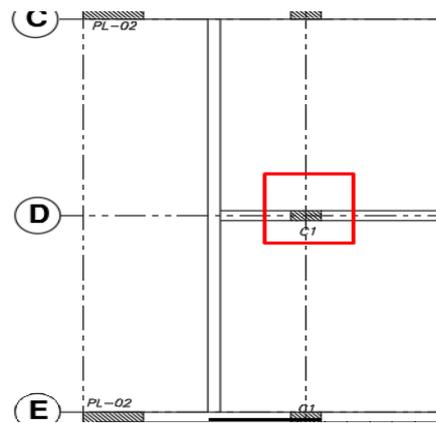


Figura 9.3 Ejes locales de la columna central C3.

Tabla 9.1 Cargas en la base de la columna C3.

	P (ton)	M2(ton-m)	M3(ton-m)
Carga muerta	86.91	0.00	0.54
Carga viva	23.25	0.00	0.56
Sismo en X	0.54	0.57	3.98
Sismo en Y	0.39	0.89	1.30

$$Area\ tentativa = \frac{P_m + P_v + (1 + \%P_p)}{0.9 * \sigma_{adm}} = \frac{(86.91 + 23.25) * 1.05}{0.9 * 40} = 3.30\ m^2$$

Con dicha área y manteniendo la proporción de las dimensiones de las zapatas con la diferencia de lados de la columna ($dif=0.60-0.25=0.35m$), se calculó las dimensiones de las zapatas con $b=1.60m$ y $L=1.95m$, resultando un área= $3.12\ m^2$.

-Verificación de esfuerzos

Se verificaron los esfuerzos ejercidos en la zapata debido a las cargas en servicio sin sismo y con sismo.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{6 * M_2}{L * B^2} \pm \frac{6 * M_3}{B * L^2}$$

Tabla 9.2 Verificación de esfuerzos

Sin sismo			Sismo x-x			Sismo y-y		
σ (ton/m ²)	38.16	si cumple	σ (ton/m ²)	42.27	si cumple	σ (ton/m ²)	39.36	si cumple
σ (ton/m ²)	38.16	si cumple	σ (ton/m ²)	42.26	si cumple	σ (ton/m ²)	37.19	si cumple
σ (ton/m ²)	35.99	si cumple	σ (ton/m ²)	32.25	si cumple	σ (ton/m ²)	37.22	si cumple
σ (ton/m ²)	35.99	si cumple	σ (ton/m ²)	32.24	si cumple	σ (ton/m ²)	35.05	si cumple

Los valores de la tabla 9.1 se contrastaron con los esfuerzos admisibles sin sismo y con sismo.

$$\sigma \text{ sin sismo} = \sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma \text{ sismo} = \sigma_{adm} * 1.3 = 53.2 \text{ ton/m}^2$$

Además, de los valores de esfuerzo, se determina el esfuerzo ultimo máximo con el cual se realizará el diseño por cortante, punzonamiento y flexión.

Tabla 9.3 Esfuerzos últimos y esfuerzo máximo para el diseño

	σ_{max} (ton/m ²)	σ_u (ton/m ²)
Sin sismo	38.16	61.05
Sismo X-X	42.27	52.83
Sismo Y-Y	39.36	49.20
	σ_{max} (ton/m ²)	61.05

-Diseño por punzonamiento

En primer lugar, se halla el valor del volado y del área de influencia debido al punzonamiento. Para lo último, se asumió un valor de peralte efectivo de 0.4m.

$$\text{Volado} = \frac{B(\text{zapata}) - l(\text{columna})}{2} = 0.675 \text{ m}$$

$$b_o = 2 * (b + d) + 2 * (l + d) = 3.3 \text{ m}$$

$$A_o = (b + d) * (l + d) = 0.65 \text{ m}$$

$$A_{total} = B * L = 3.12 \text{ m}^2$$

Con dichos valores se procede a hallar el cortante ultimo y ϕV_c .

$$V_u = \sigma_{\text{diseño}} * (A_{\text{total}} - A_o) = 150.81 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * b * d = 172.35 \text{ ton}$$

Con ello se verifica que $\phi V_c > V_u$, y el valor de peralte efectivo asumido.

-Diseño por cortante

Con el valor de peralte efectivo asumido anteriormente se procede a hallar V_u y ϕV_c .

$$V_u = \sigma_{\text{diseño}} * b * (d - \text{volado}) = 26.86 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 41.78 \text{ ton}$$

Se verifica que $\phi V_c > V_u$ para la sección más crítica.

-Diseño por flexión

Se procede a calcular el momento último requerido y el área de acero requerida.

$$M_u = \frac{\sigma_u * \text{volado}^2 * b}{2} = 22.25 \text{ ton} - m$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{M_u}{0.9 * 0.85 * f'_c * B}} = 2.23 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - a * 0.5)} = 15.14 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se colocará 8-5/8" repartidos en B=1.60 m, dando así un acero distribuido de 5/8" @ 0.20m.

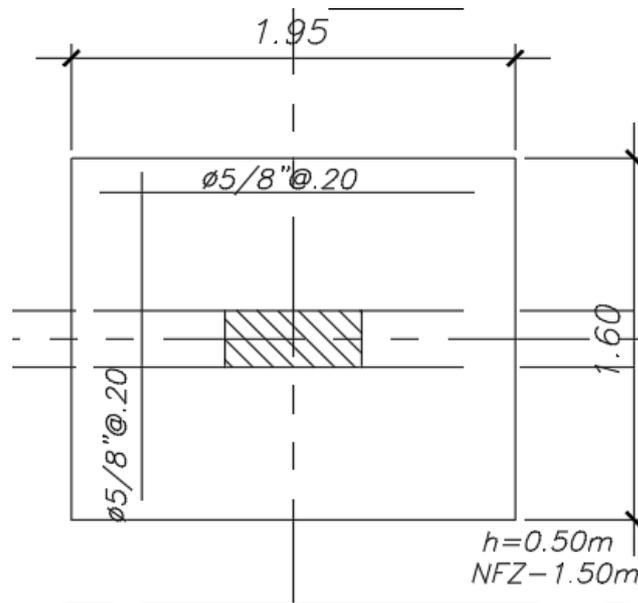


Figura 9.4 Diseño de la zapata aislada de la columna C-1.

Adicionalmente, se comprobó el desempeño de la cimentación con el programa SAFE, en el cual se verificó que los esfuerzos bajo cargas sísmicas sean menores al esfuerzo admisible del suelo.

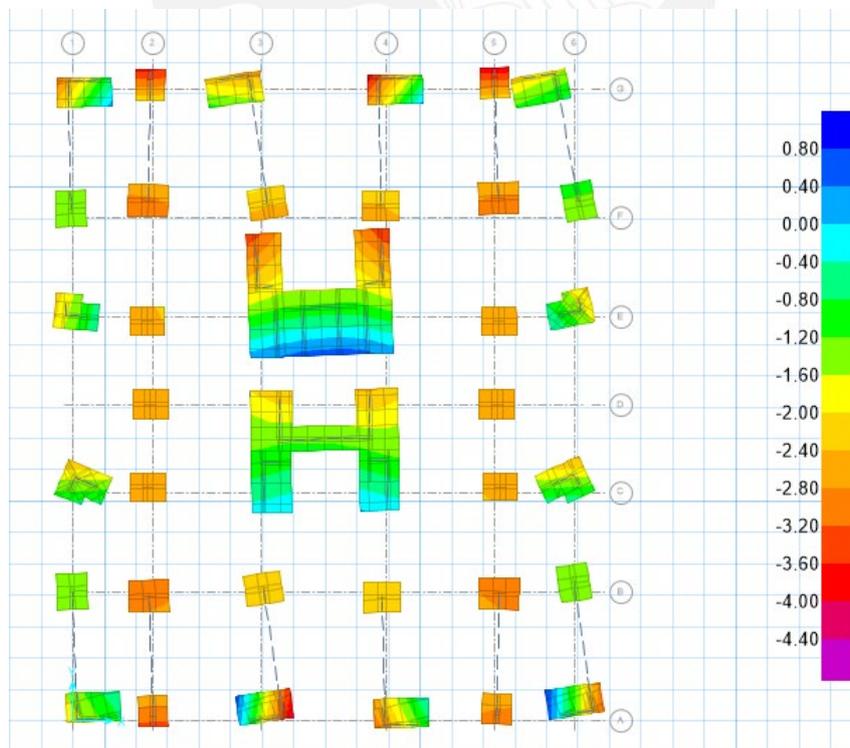


Figura 9.5 Desempeño de la cimentación bajo esfuerzo con sismo (unidades en kg/cm²)

CAPÍTULO 10: DISEÑO DE ELEMENTO COMPLEMENTARIOS

10.1 Diseño de escaleras

Las escaleras son elementos estructurales, los cuales sirven de conexión entre dos niveles de piso. Estos elementos están compuestos por pasos, contrapasos y garganta. Este último elemento, es el peralte donde se repartirá el acero y usualmente es de la misma altura que la losa adyacente.

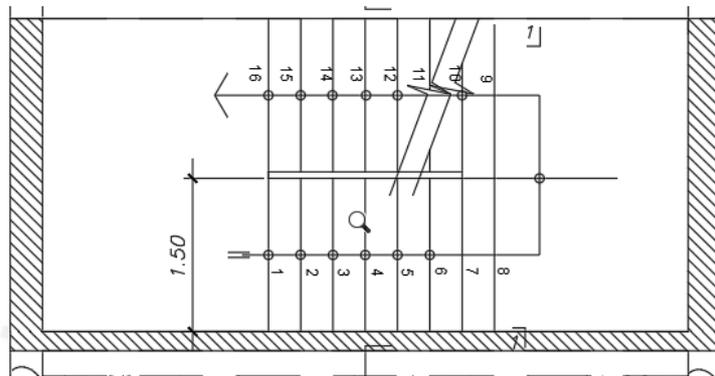


Figura 10.1 Vista en planta de la escalera.

Para la escalera consideraremos un paso de 0.25m, un contrapaso de 0.175m y una garganta de 0.15m. Con dichas medidas, se podrá calcular el peso propio de la escalera, siendo esta diseñada por metro de ancho, apoyada simplemente en sus extremos. Además, se considerará sobre carga de 200Kg/m² y piso terminado de 100Kg/m².

$$\begin{aligned} \text{Peso propio} &= 2.4 * \left[\frac{Cp}{2} + g * \sqrt{1 + \left(\frac{Cp}{P}\right)^2} \right] = 2.4 * \left[\frac{0.175}{2} + 0.15 * \sqrt{1 + \left(\frac{0.175}{0.25}\right)^2} \right] \\ &= 0.65 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Donde:

P: paso=0.25m

Cp: contrapaso=0.175m

g: garganta=0.15cm

Entonces para el metrado de cargas se tiene:

$$CM(\text{escalera}) = 0.65 + 0.1 * 1 = 0.75 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$CM(\text{descanso}) = 2.4 * 1 * 0.2 + 0.1 * 1 = 0.58 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$CV = 0.2 * 1 = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

$$CU(\text{escalera}) = 1.4 * 0.75 + 1.7 * 0.2 = 1.39 \text{ ton/m}$$

$$CU(\text{descanso}) = 1.4 * 0.58 + 1.7 * 0.2 = 1.15 \text{ ton/m}$$

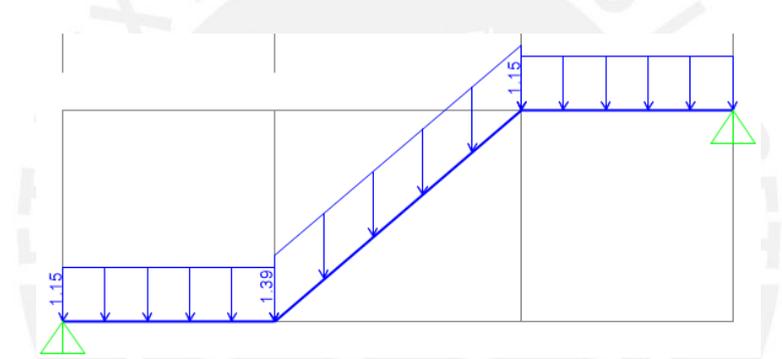


Figura 10.2 Modelo estructural de la escalera de cargas últimas.

10.1.1 Diseño por flexión

Con el modelo estructural realizado, se obtiene el diagrama de momentos flectores para cargas últimas.

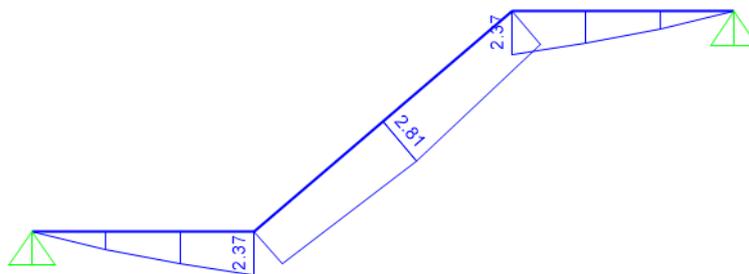


Figura 10.3 Diagrama de momentos flectores de la escalera y los descansos.

Con dichos valores máximos de momento flector, se diseña por flexión:

-Tramo de descanso

$$Mu(+) = +2.37 \text{ ton-m}$$

$$d = 20 - 3 = 17 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 100 \text{ cm (debido a que se analiza por metro de ancho)}$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As(+)\text{requerido} = 3.78 \text{ cm}^2$$

$$As(+)\text{colocado} = 3.55 \text{ cm}^2 \quad \phi 3/8 @ 20 \text{ cm}$$

-Tramo de escalera (inclinado)

$$Mu(+) = 2.81 \text{ ton-m}$$

$$d = 15 - 3 = 12 \text{ cm (recubrimiento de 3 cm)}$$

$$b = 100 \text{ cm (debido a que se analiza por metro de ancho)}$$

$$\phi = 0.9$$

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$As(+)\text{requerido} = 6.63 \text{ cm}^2$$

$$As(+)\text{colocado} = 6.45 \text{ cm}^2 \quad \phi 1/2 @ 20 \text{ cm}$$

Además, se procede a hallar el acero mínimo el cual es inferior al acero requerido y por ello, no se usará el acero mínimo.

$$As_{min}(\text{descanso}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 20 = \frac{3.6 \text{ cm}^2}{ml}$$

$$As_{min}(\text{escalera}) = 0.0018 * b * h = 0.0018 * 100 * 15 = \frac{2.7 \text{ cm}^2}{ml}$$

10.1.2 Diseño por cortante

Como se ha diseñado la escalera similarmente a una losa maciza, dicho elemento no tendrá refuerzo de acero transversal (estribos), por lo tanto, la fuerza cortante será resistida por el concreto.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$\phi V_c(\text{descanso}) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$$

$$\phi V_c(\text{escalera}) = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7.83 \text{ ton}$$

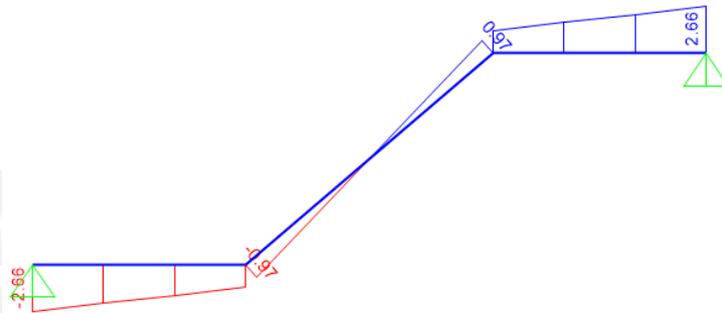


Figura 10.4 Diagrama de fuerza cortante de la escalera y los descansos.

Con los valores máximos de fuerza cortante, se comprueba que $\phi V_c > V_u$ en todos los tramos componentes de la escalera.

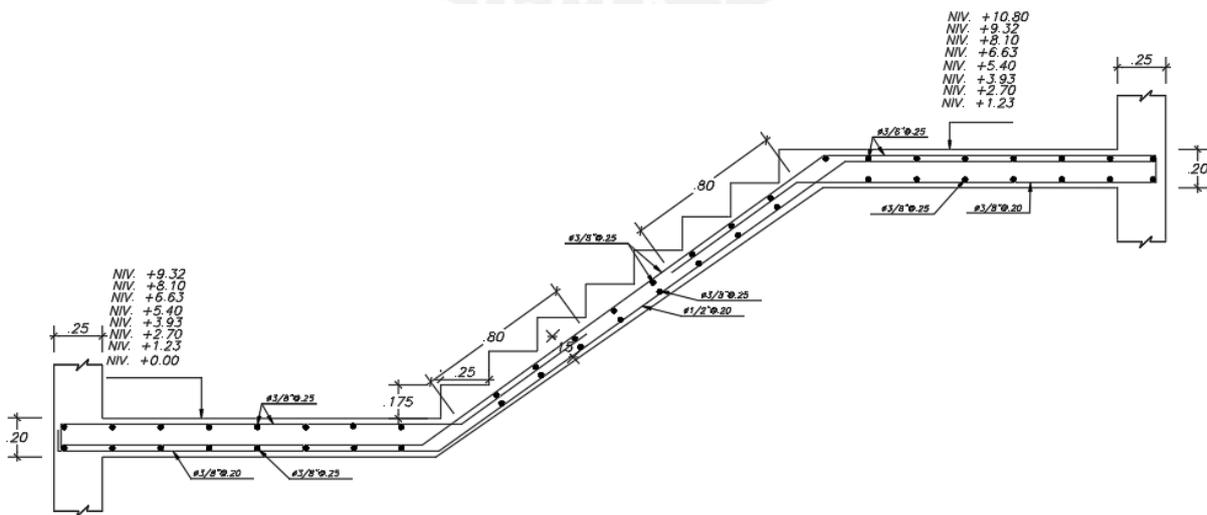


Figura 10.5 Diseño de la escalera.

10.2 Diseño del cisterna y cuarto de bombas.

La presente edificación contará con cisterna bajo el nivel del primer piso, adicionalmente tendrá un cuarto de bombas para el tanque hidroneumático y la bomba de impulsión, todo ello se ubicará por debajo de la zona del estacionamiento. Se dimensionará con la dotación diaria de acuerdo a la Norma IS-010 Instalaciones Sanitarias para Edificaciones.

En primer lugar, se calculará la dotación diaria de acuerdo a los dormitorios por departamento y el área de los ambientes comunes.

Tabla 10.1 Dotación diaria por número de dormitorios (Norma IS-010).

Número de dormitorios por departamento	Dotación por departamento (l/d)
1	500
2	850
3	1,200
4	1,350
5	1,500

Tabla 10.2 Dotación para los departamentos

	Dormitorios	Dotación correspondiente (l/día)	N° de departamentos	Dotación (l/día)
1er piso	4	1350	2	2700
	2	850	2	1700
Planta típica	4	1350	16	21600

Tabla 10.3 Dotación para los ambientes comunes

Ambiente	Área (m ²)	Dotación por m ² (l/día/m ²)	Dotación (l/día)
Área de recepción	28.15	6	168.9
Área de riego	42	2	84
Estacionamientos	580	2	1160

En segundo lugar, con la dotación total, se procede a calcular el volumen de la cisterna, el cual es 5/4 de la dotación total diaria.

$$Vol\ cisterna = \frac{5}{4} * DotacionDiaria = 34266.125\ lt = 34.26\ m^3$$

En seguida se procede a iterar las dimensiones de la cisterna, las cuales, si el largo y ancho tienen una relación mayor a dos, se podrá realizar un modelo simplificado como el de una viga simplemente apoyada.

Tabla 10.4 Dimensiones de la cisterna.

h tirante de agua (m)	ancho (m)	largo (m)	Vol (m3)
2	3	5	30
2	3.2	5	32
2	2.5	6.9	34.5

A las dimensiones determinadas al final de la anterior tabla, se tendrá que agregar el cuarto de bombas, el cual tendrá 2.10m de largo y 2.80m de ancho.

En seguida se procede a modelar y diseñar por metro de ancho las paredes de la cisterna, se definirá un espesor de 0.15m para todas las paredes y, para la losa inferior y superior.

Se consideró un factor de amplificación de 1.7 para el empuje del terreno y 1.4 para el empuje hidrostático. El acero mínimo optado, para elementos en contacto con agua, será de $0.0030 * b * d$ (ACI-350).

Cargas por empuje del terreno

Se dividirán los casos de carga, tanto para la carga muerta y carga viva.

$$E1 = 1.7 * Ka * \gamma * h$$

$$E2 = 1.7 * Ka * Ws/c$$

Donde:

E1: Empuje del terreno (carga distribuida triangular)

E2: Empuje debido a la sobrecarga (carga distribuida uniforme)

KA: Coeficiente de empuje activo de suelo

γ : Peso específico del suelo (1.9ton/m³)

h : Altura del muro de la cisterna

$\omega s/c$: Sobrecarga vehicular = 250 kg/m

Con respecto al coeficiente K_a , se estimará un valor de 0.33 correspondiente a suelos granulares, determinado por el método de Rakine. Todos los cálculos se harán por metro de ancho.

$$E1 = 1.7 * 0.33 * 1.9 * 2.5 * 1 = 2.6 \frac{ton}{m}$$

$$E2 = 1.7 * 0.33 * 0.2 * 1 = 0.14 ton/m$$

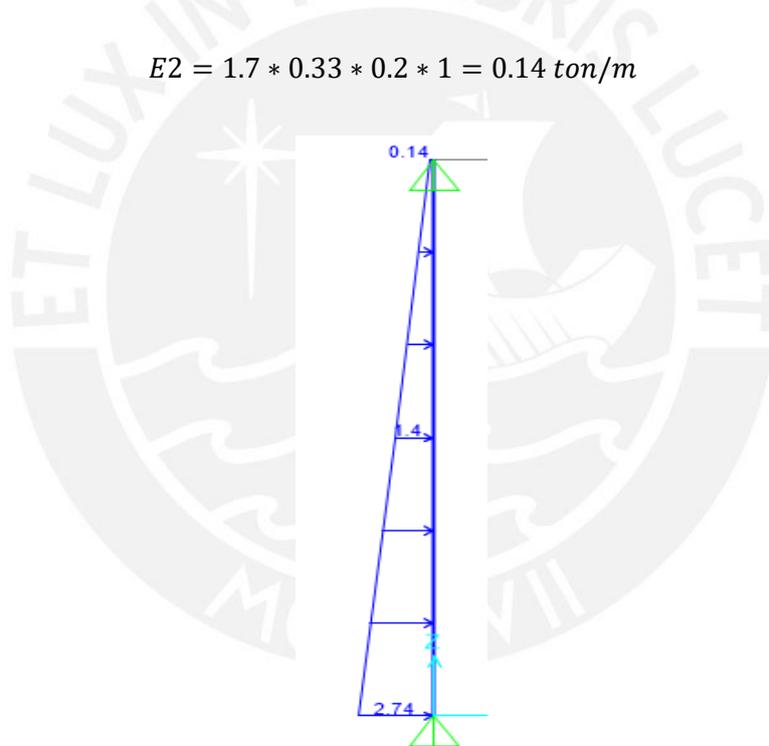


Figura 10.1 Suma de cargas distribuidas del empuje del suelo y sobrecarga en ton/m.

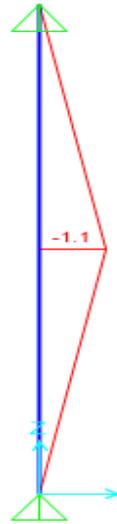


Figura 10.2 Diagrama de momento flector por empuje de suelos y sobrecarga en ton-m.

$$Mu = 1.1 \text{ ton} - m$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$As_{\text{requerido}} = 1.81 \text{ cm}^2$$

$$As_{\text{min}} = 0.0030 * 100 * 17 = 5.1 \text{ cm}^2$$

Se observa que el acero requerido es menor al acero mínimo, por ello, se usará el acero mínimo $3/8'' @ .25m$.

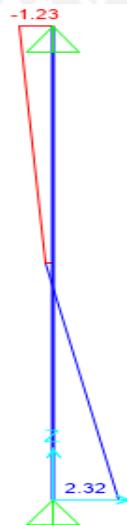


Figura 10.3 Diagrama de fuerza cortante por empuje de suelos y sobrecarga en ton.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f^c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$$

Con ello verificamos que $\phi V_c > V_u$.

Con respecto al empuje hidrostático, se considera una altura de agua de 2m definida inicialmente.

$$Eh = 1.4 * \gamma * h * 1m = 1.4 * 1 * 2 = 2.8 \text{ ton/m}$$

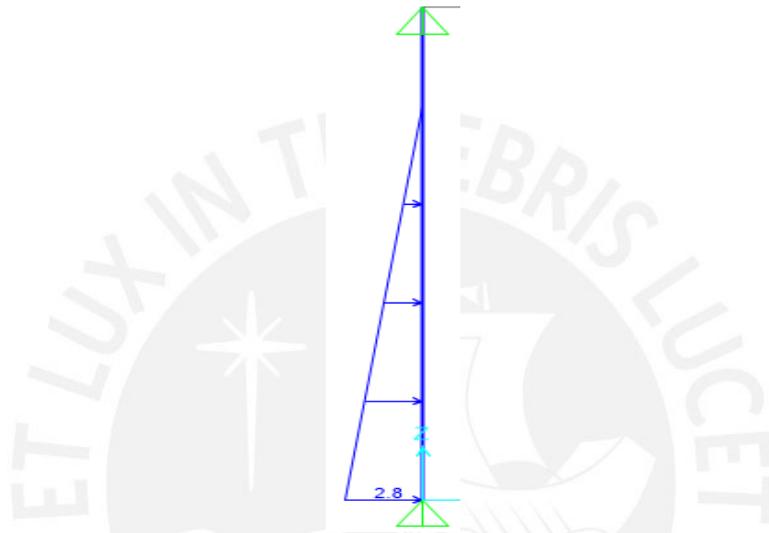


Figura 10.4 Carga distribuida del empuje hidrostático en ton/m.

Con dicha distribución y magnitud, se obtienen valores menores en comparación al primer análisis, por ello se optará por la distribución del acero mínimo en las paredes de la cisterna y cuarto de bombas.

Finalmente, se realizará el diseño de la losa superior (techo) de la cisterna y cuarto de bombas.

Tabla 10.5 Metrado de cargas para la losa de la cisterna y cuarto de bombas

Peso propio de la losa (ton/m ²)	0.48
Piso terminado(ton/m ²)	0.1
Sobre carga vehicular (ton/m ²)	0.25
Carga última de losa superior (ton/m ²)	1.23

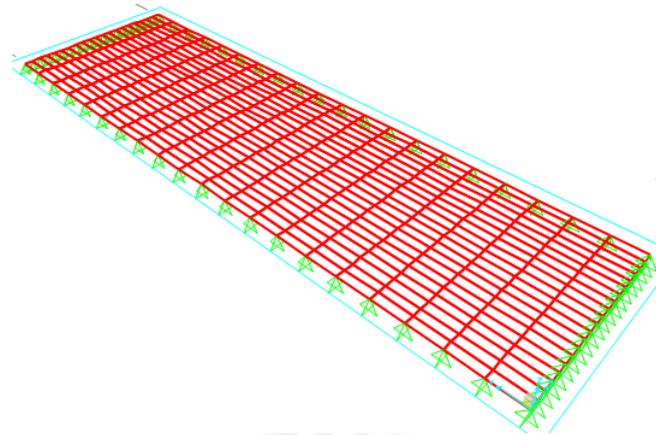


Figura 10.5 Modelo de la losa para la cisterna y cuarto de bombas.

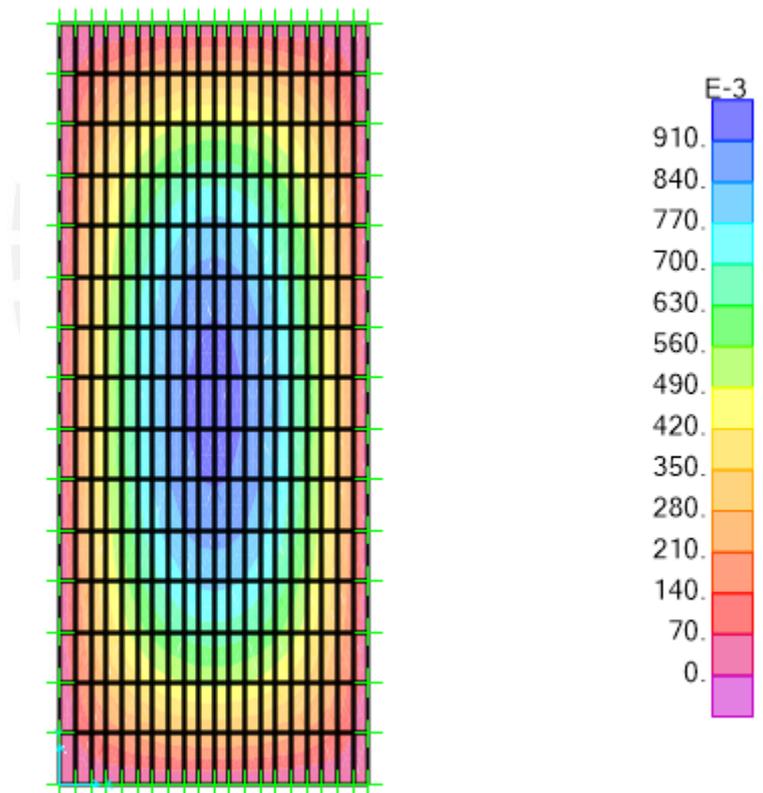


Figura 10.6 Diagrama de momento flector de la losa superior en ton-m.

Se localiza un momento flector máximo en el centro del paño de 0.96 ton-m

$$Mu = 0.96 \text{ ton} - m$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$Asrequerido = 1.51 \text{ cm}^2$$

$$Asmin = 0.0030 * 100 * 12 = 3.6 \text{ cm}^2$$

Con respecto a la losa superior, bastará con colocar el acero mínimo 3/8@.25m.

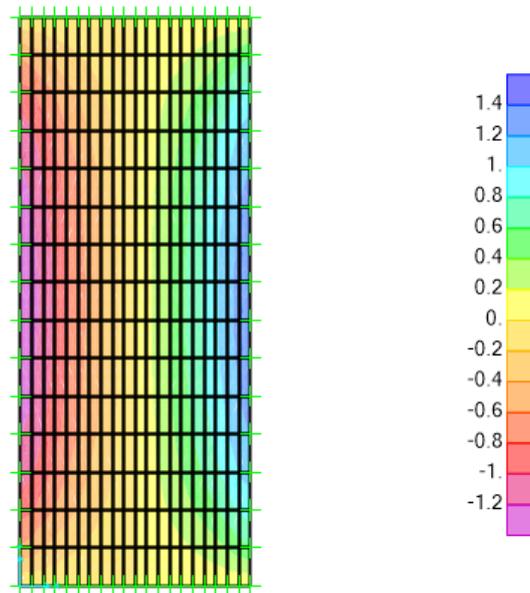


Figura 10.7 Diagrama de fuerza cortante de la losa inferior en ton.

$$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * \sqrt{f_c} * b * d = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 100 * 17 = 11.10 \text{ ton}$$

Con ello verificamos que $\phi V_c > V_u$.

CAPÍTULO 11: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Estructuración

La estructuración desarrollada no afecta en la arquitectura de la edificación, debido a que se buscó tener ambientes libres de peraltes sobresalientes y elementos verticales que interfieran con la visibilidad.

La estructuración de las placas consigue mantener un buen desempeño de la edificación, logrando cumplir con las estipulaciones de la Norma E.030 en cuanto a las derivas máximas ($\Delta < 0.007$) asociado al comportamiento inelástico de la edificación.

Análisis sísmico

En el modelo realizado en Etabs, se ingresaron los valores de las cargas de gravedad de la losa y piso terminado del metrado. Además, se crearon casos de carga para cada tipo de carga de gravedad, ello con el fin de visualizar independientemente cada una de ellas y no incurrir en errores. Existen diversas variantes para definir las cargas, pero se tiene que hacer una comprobación manual para no incurrir en consideraciones dobles de la carga que afectaría al análisis sísmico.

El periodo de la estructura en la dirección X fue de 0.287seg y en la dirección Y fue de 0.341seg. La diferencia radica que en la dirección Y se tiene una mayor densidad de placas, y también cuando se realizó la comprobación del sistema estructural, la fuerza cortante era mayor para la dirección Y.

Las derivas obtenidas fueron de 0.0039 en la dirección X y 0.0038 en la dirección Y ambas localizadas en el cuarto nivel, cumpliendo con lo estipulado en la Norma E.030 (< 0.007).

Predimensionamiento y diseño

El pre-dimensionamiento de las losas cumple con las asunciones de peraltes con respecto a las luces máximas (tablas 2.3.1 y 2.3.2) si las sobrecargas no son excesivas (mayores a 300kg/cm²) o si hay presencia de cargas como tabiquería. No obstante, si se presentan las anteriores solicitudes, se tendrá que aumentar el peralte de la losa o cambiar el tipo de losa.

Con respecto a los ductos de los baños, se presentó una discontinuidad en la losa maciza, la cual puede afectar la resistencia de la losa. Además, si se tuviera una losa aligerada con ductos de ancho (paralelo a la dirección del aligerado) menor o igual a la 30cm, es posible generar una zona calada y prescindir de vigas de cierre.

Las dimensiones de las vigas peraltadas son similares en toda la edificación, para evitar variar peraltes y procurar que el ancho de la viga que llega a la columna sea igual. Con respecto al acero, se dispuso acero longitudinal corrido teniendo en consideración que el aporte en resistencia de dichas barras satisfaga las resistencias requeridas en la mayoría de los tramos, para evitar el uso excesivo de bastones.

En el pre-dimensionamiento de las columnas se diferenciaron las columnas centrales y esquineras debido a la diferencia en la carga axial, siendo las columnas centrales las que se optaron con mayor área. Con respecto a la cantidad de acero vertical, se evitó cuantía elevada para evitar el congestionamiento de acero; las cuantías optadas fueron en un rango de 1% hasta el 2.3%. Adicionalmente, si no se tienen momentos flectores importantes, es posible determinar una cuantía con la mayor carga axial, con la siguiente expresión.

$$\rho = \frac{\left(\frac{P_{umax}}{0.56 \cdot A_g} - 0.85 \cdot f'_c\right)}{f_y - 0.85 \cdot f'_c} * 100 \quad (\text{Adaptado, Ottazzi 2018})$$

Con respecto a las placas, en primera instancia se asumieron longitudes de núcleo de confinamiento, en las cuales se priorizó la cantidad de acero respetando la cuantía mínima y máxima estipulada en columnas económicas ($\rho_{max}=3\%$). Dicha longitud de confinamiento debe corroborarse a partir del cálculo del eje neutro; dicho cálculo para placas con geometría irregular, se recomienda realizarlo en SAP 2000 construyendo un diagrama de momento-curvatura relacionado a la mayor carga axial de la placa. Adicionalmente, se realizó el diseño por separado para los dos primeros entrepisos, luego para los siguientes dos entrepisos y finalmente para el último entrepiso; ello con la finalidad de disminuir la cantidad de acero debido a que las resistencias requeridas iban disminuyendo.

En el dimensionamiento preliminar de las zapatas, se asumió un incremento del 5% por el peso propio de la zapata y peso del suelo, ello debe verificarse luego con las dimensiones reales de la zapata. Además, si hay presencia de momentos flectores considerables, es posible reducir la capacidad admisible del suelo en la fórmula del dimensionamiento, para obtener mayores dimensiones de la zapata y que los esfuerzos en ella sean mayores a la capacidad del suelo. Asimismo, se optó por zapatas conectadas con viga de cimentación en los perímetros de la edificación; ello con el fin de disminuir los momentos flectores de la zapata excéntrica, los cuales pasarán a ser asumidos por la viga de cimentación.

FUENTES CITADAS

American Concrete Institute., & Poston, R. W. (2014). Requisitos de Reglamento para concreto estructural (ACI 318S-14) y comentario (ACI 318SR-14): (sistema métrico SI).

Blanco Blasco Antonio (1997).” Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado”. 2da edición. Lima, Perú.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Norma de Cargas (E.020).

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2019). Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Norma de Diseño Sismorresistente (E.030).

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2009). Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Norma de Diseño en Concreto (E.060).

Muñoz Alejandro (2003). “Ingeniería Sismoresistente”. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú.

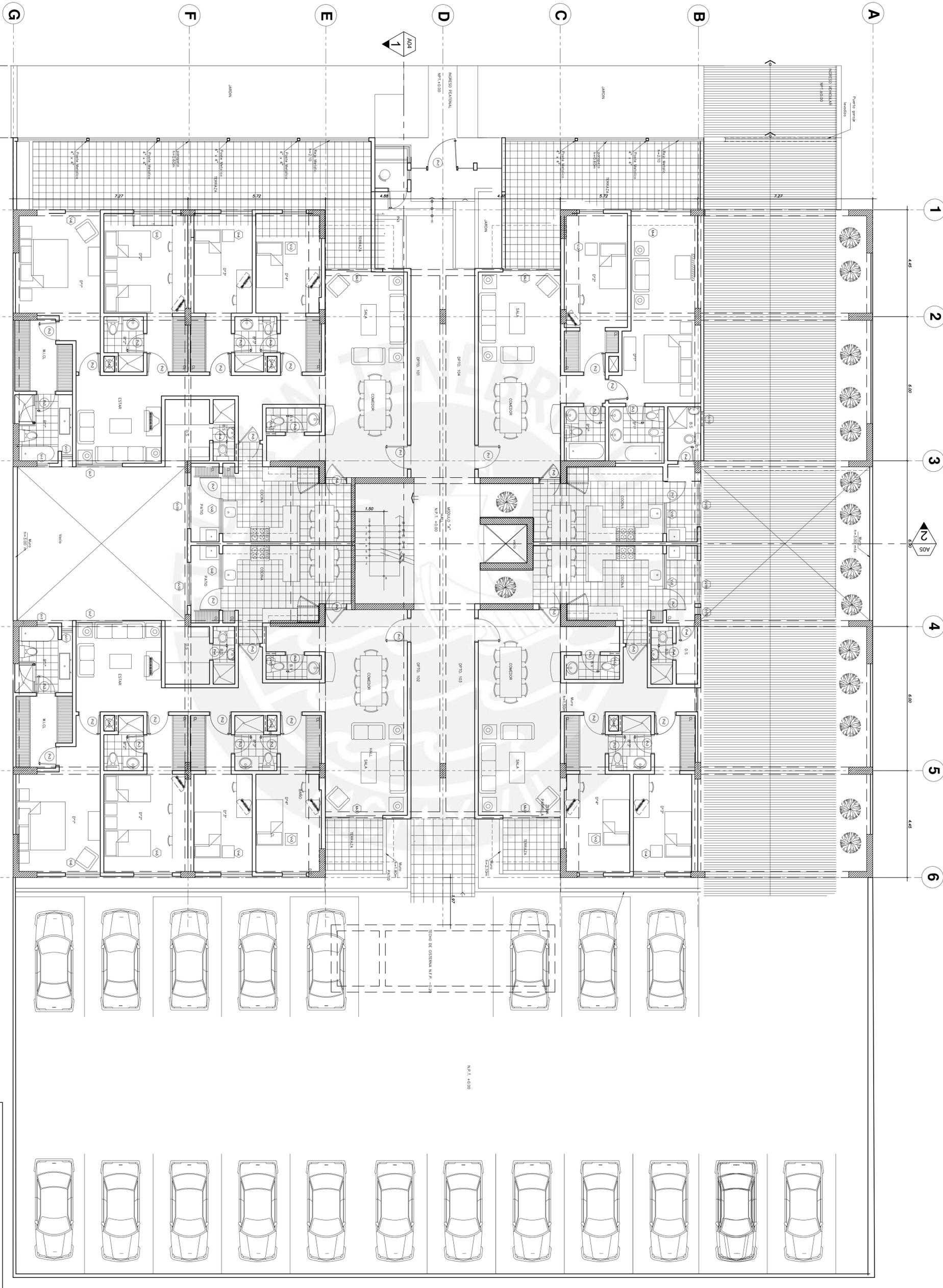
Muñoz Alejandro (2011). “Análisis estructural 2”. Lima. Pontificia Universidad Católica del Perú.

San, Bartolomé. A., & Pontificia Universidad Católica del Perú. (1998). Análisis de edificios. Lima, Perú: Pontificia Universidad Católica del Perú Fondo Editorial.

Ottazzi Pasino Gianfranco (2018). “Apuntes del curso Concreto Armado 1”.15va edición.

Anexo A. Arquitectura 1ra Planta





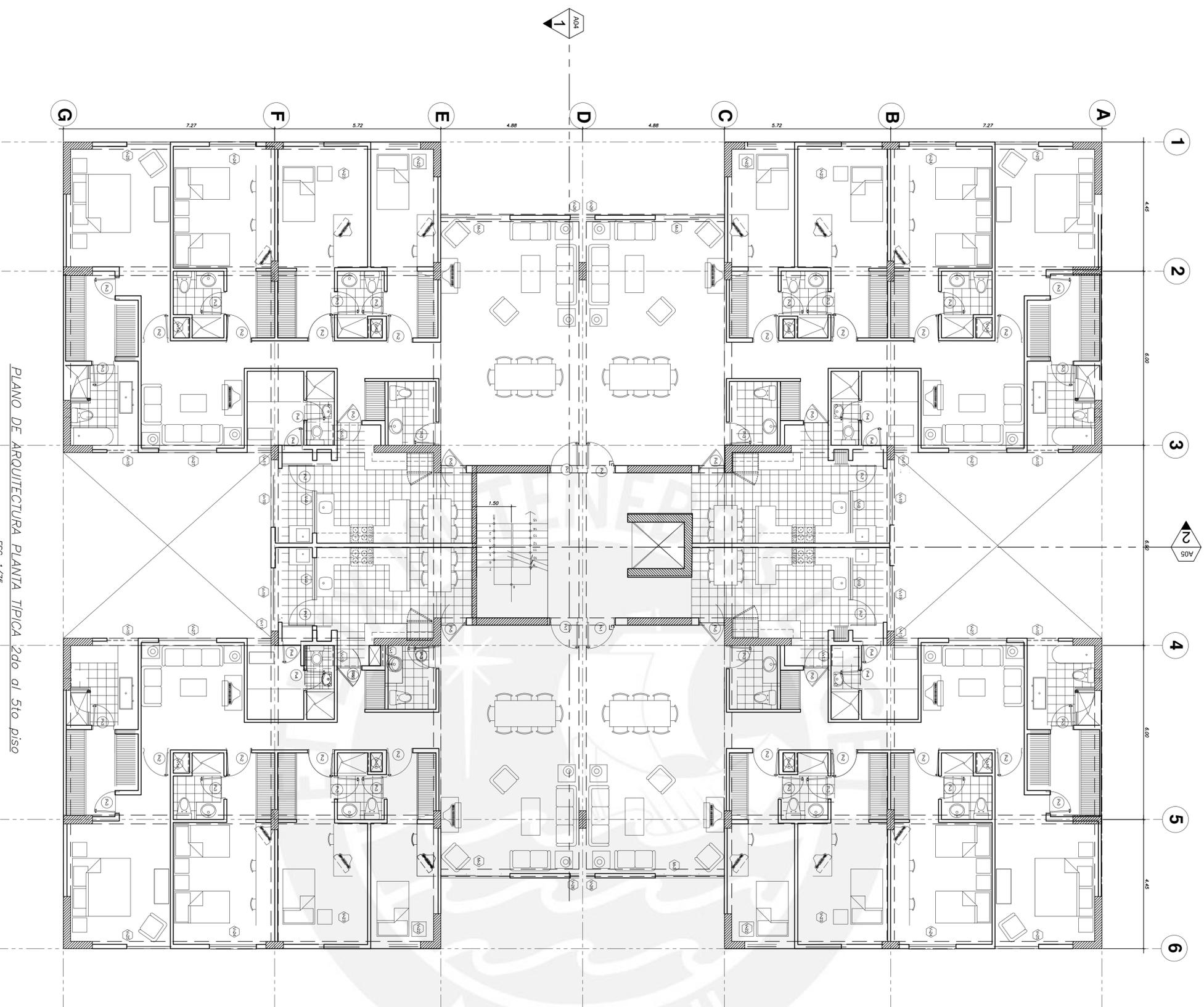
PLANO DE ARQUITECTURA 1^{ra} PLANTA

ESC. 1/75
TAQUERIA SILICA CALÇAREA (e = 10m)

P U C P PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		PROYECTO: DISEÑO ARCHITECTONICO DEL UNIVERSIDAD DE COMERCIO Y MANEJO DE EMPRESAS	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR	AUTOR: FABRICIO ALFREDO NIÑO BENDINE ING. TITO LEONID SILVA MATOS	COORDINADOR: JHONATAN	FECHA: JUNIO-2020
ESCALA: 1/75	TITULO: ARQUITECTURA Y PLANTA	FECHA: JUNIO-2020	FECHA: JUNIO-2020
OBSERVACION: 1: MA 2: MA 3: MA	A01	FECHA: JUNIO-2020	FECHA: JUNIO-2020

Anexo B. Arquitectura Planta típica





PLANO DE ARQUITECTURA PLANTA TIPICA 2do. di Sto piso
 TAQUERA SILICA CALCAREA (e= 10m)
 ESC. 1/775

ITEM	DESCRIPCION	CANTIDAD	UNIDAD	VALOR UNITARIO	VALOR TOTAL
V01	2.00	2.00	m ²	1.00	2.00
V02	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V03	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V04	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V05	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V06	2.25	1.00	m ²	1.00	2.25
V07	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V08	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V09	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V10	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V11	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V12	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V13	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V14	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V15	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V16	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V17	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V18	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V19	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V20	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V21	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V22	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V23	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V24	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V25	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V26	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V27	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V28	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V29	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V30	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V31	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V32	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V33	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V34	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V35	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V36	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V37	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V38	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V39	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V40	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V41	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V42	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V43	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V44	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V45	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V46	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V47	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V48	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V49	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V50	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V51	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V52	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V53	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V54	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V55	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V56	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V57	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V58	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V59	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V60	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V61	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V62	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V63	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V64	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V65	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V66	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V67	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V68	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V69	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V70	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V71	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V72	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V73	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V74	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V75	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V76	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V77	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V78	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V79	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V80	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V81	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V82	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V83	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V84	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V85	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V86	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V87	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V88	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V89	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V90	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V91	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V92	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V93	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V94	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V95	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V96	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V97	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V98	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V99	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00
V100	1.00	1.00	m ²	1.00	1.00

P U C P
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO: **ARQUITECTURA PLANTA TIPICA**

CLIENTE: **TAQUERA SILICA CALCAREA**

FECHA: **1/75**

PROYECTISTA: **ALFREDO NICHOL BRINDLE**

PROYECTISTA: **LEONARDO SILVA MATOS**

ESCALA: **1:100**

FECHA: **1/75**

PROYECTISTA: **ALFREDO NICHOL BRINDLE**

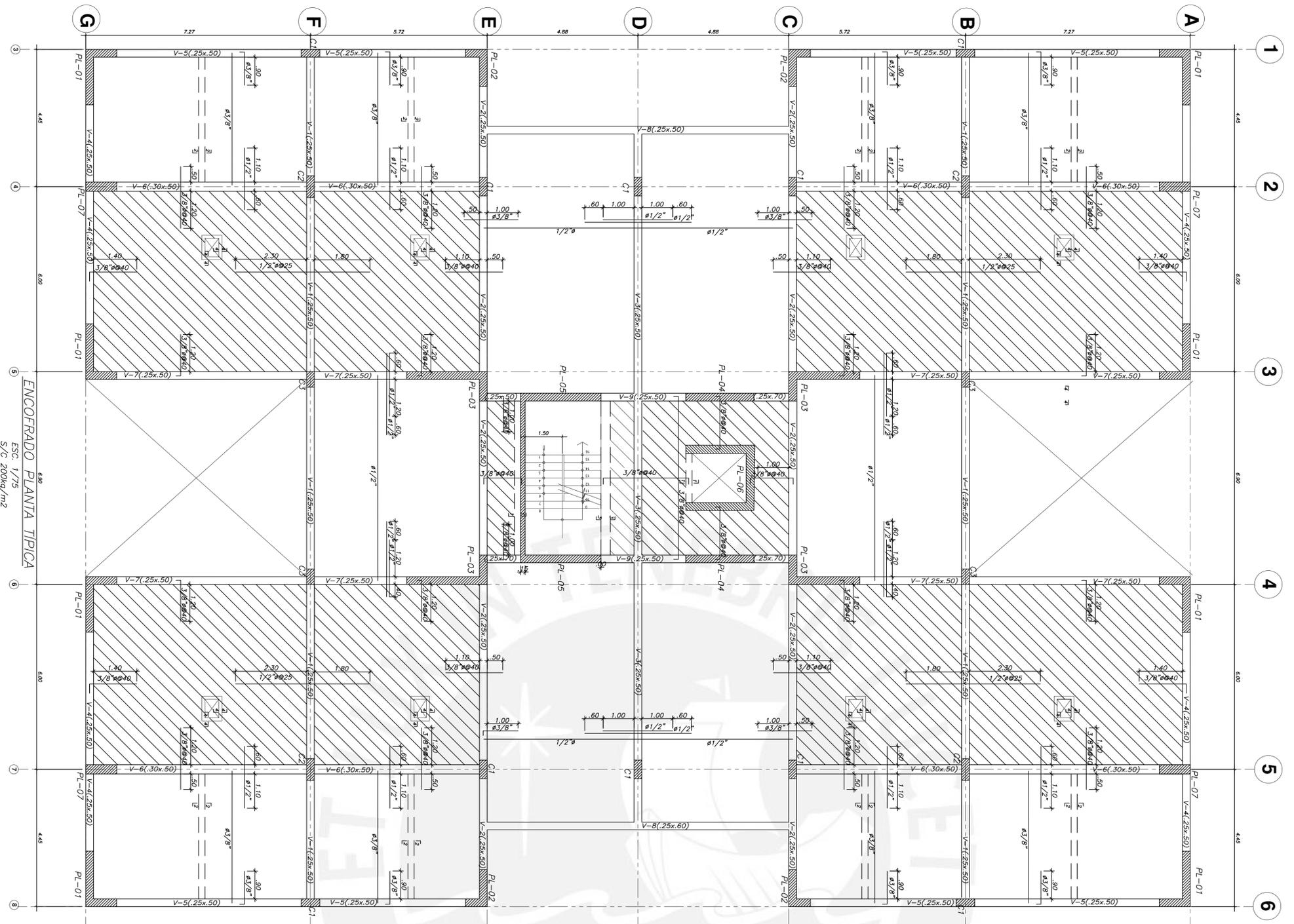
PROYECTISTA: **LEONARDO SILVA MATOS**

Anexo C. Cimentación

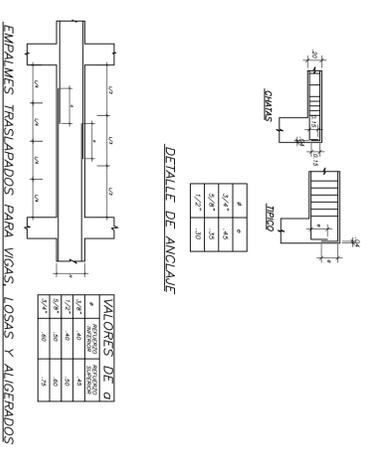
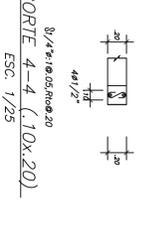
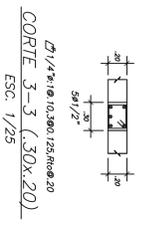
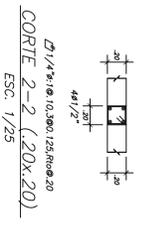
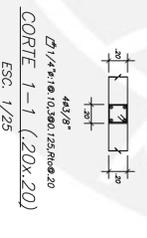
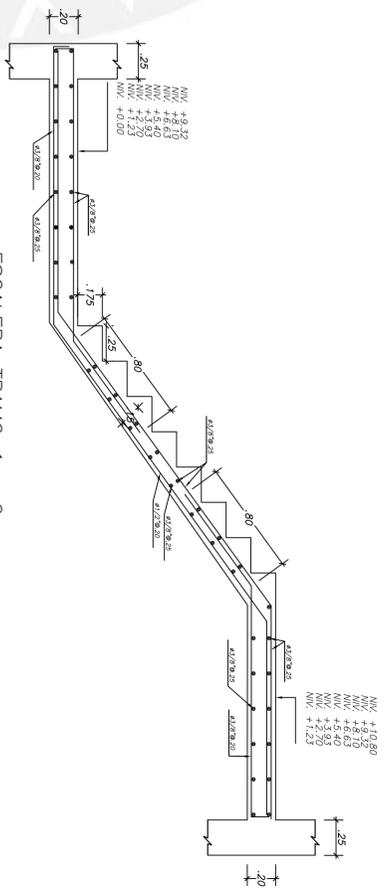
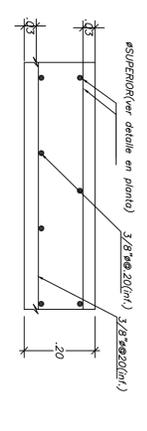
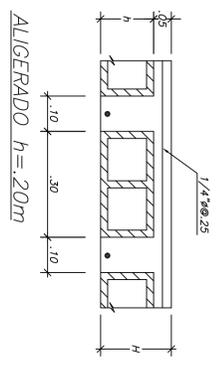
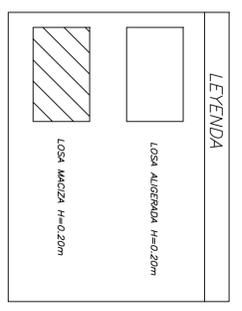


Anexo D. Encofrado planta típica





ENCOFRADO PLANTA TIPICA
 ESC. 1/75
 S/C 200kg/m²



VALORES DE α

α	1/25	1/30	1/35	1/40	1/45	1/50
α	45	45	45	45	45	45
α	25	25	25	25	25	25
α	25	25	25	25	25	25

P U C P
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU

PROYECTO: ENCOFRADO PLANTA TIPICA

PROFESOR: ENCOFRADO PLANTA TIPICA

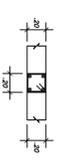
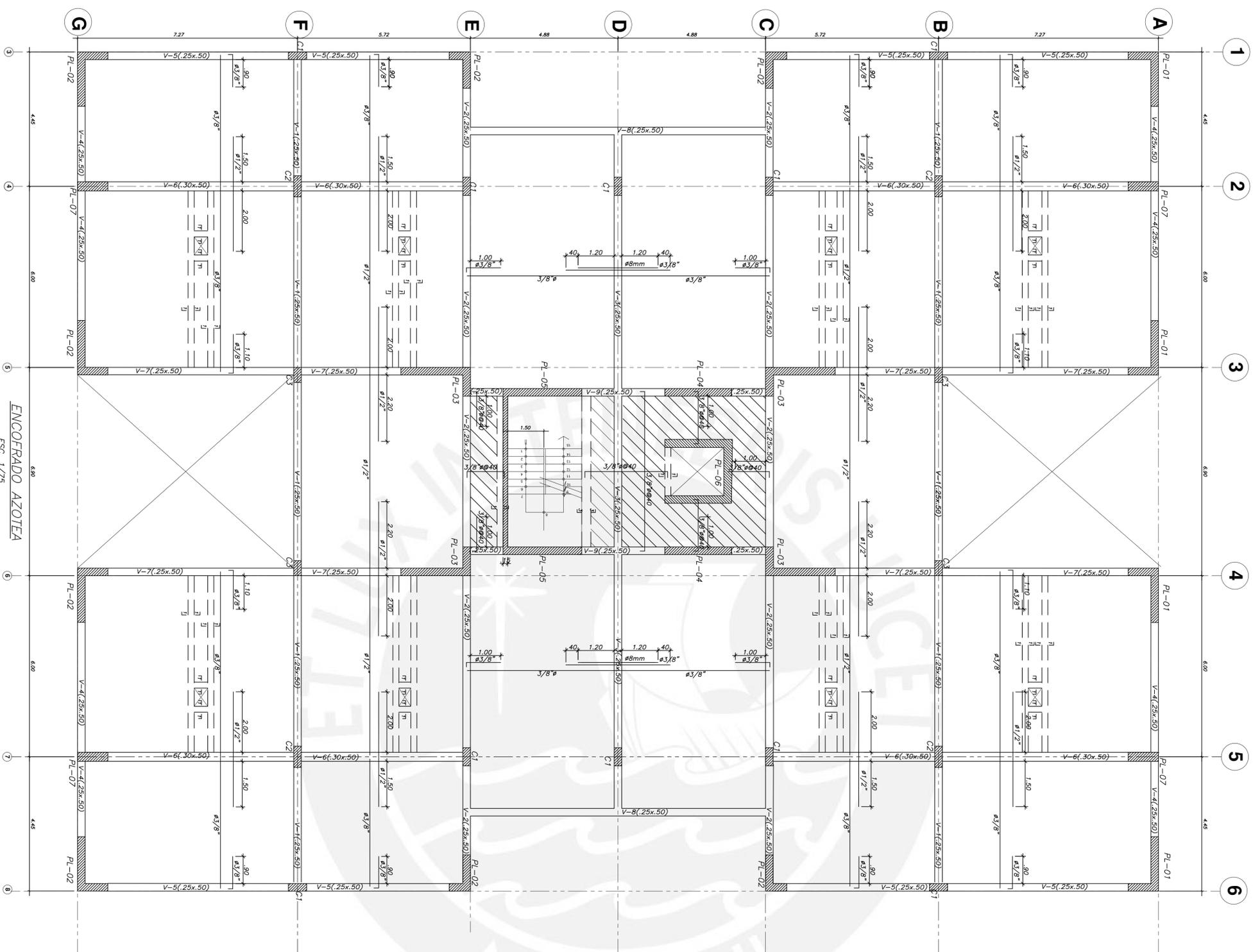
ALUMNO: FABRICIO ALFREDO NIÑO BENDICUE

FECHA: 2018-2019

ENCUADRE: E02

Anexo E. Encofrado Azotea





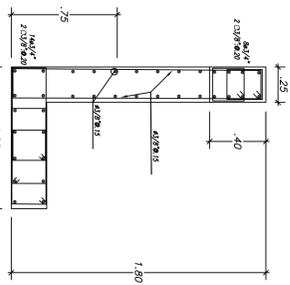
$D=1/4 \times 1/8 \times 10,360,125,716 \times 20$
CORTE 1-1 (.20x.20)
 ESC. 1/25

ENCOFRADO AZOTEA
 ESC. 1/75
 S/C 100kg/m²

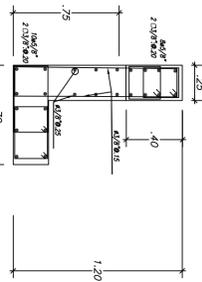
P U C P PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		E03	
PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL SISTEMA DE ENCOFRADO DE CIMENTACIONES			
VIVIENDA MULTIFAMILIAR	PLAN:	ENCOFRADO AZOTEA	FECHA:
11/5	11/5	24-06-2020	11/5
DISEÑADOR: FABRICIO ALFREDO NIÑO BENDICUE ING. TITULO LEONARDO SILVA MATOS	REVISOR: ING. TITULO LEONARDO SILVA MATOS	APROBADO: ING. TITULO LEONARDO SILVA MATOS	ESCALA: 1:100 FECHA: 11/5/2020

Anexo F. Detalle de placas

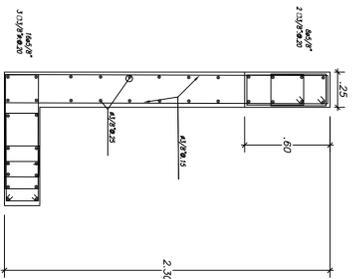




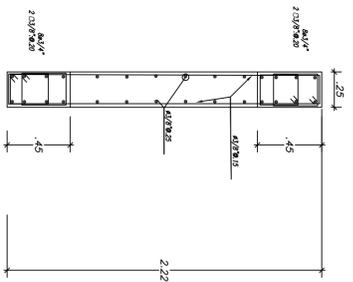
PLACA PL-01
DEL 1er AL 2do PISO



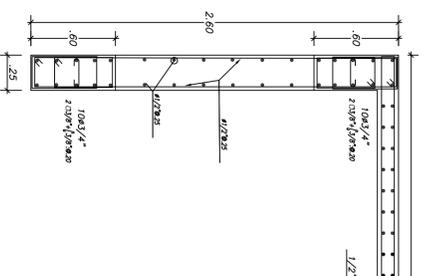
PLACA PL-01
DEL 1er AL 2do PISO



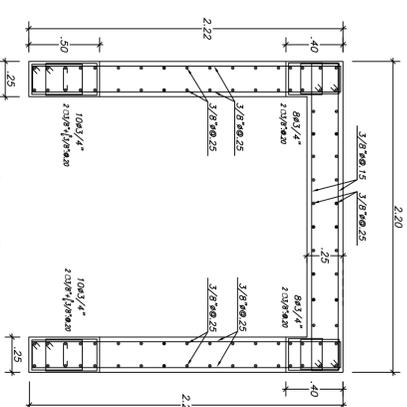
PLACA PL-03
DEL 1er AL 2do PISO



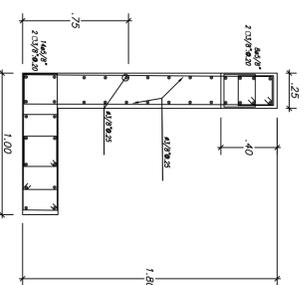
PLACA PL-04
DEL 1er AL 2do PISO



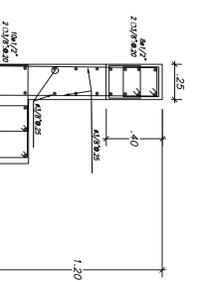
PLACA PL-05
DEL 1er AL 2do PISO



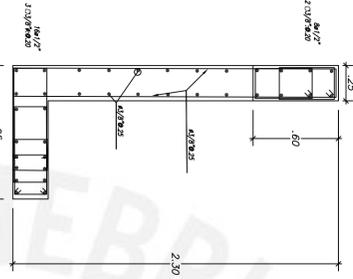
PLACA PL-06
DEL 1er AL 2do PISO



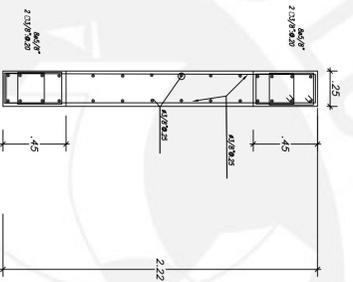
PLACA PL-01
DEL 3er AL 4to PISO



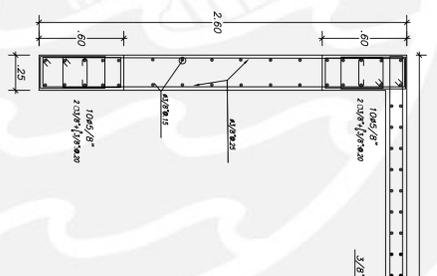
PLACA PL-01
DEL 3er AL 5to PISO



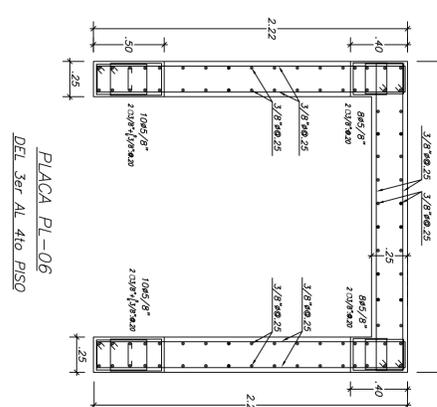
PLACA PL-03
DEL 3er AL 5to PISO



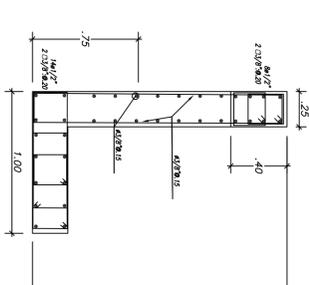
PLACA PL-04
DEL 3er AL 5to PISO



PLACA PL-05
DEL 3er AL 4to PISO



PLACA PL-06
DEL 3er AL 4to PISO



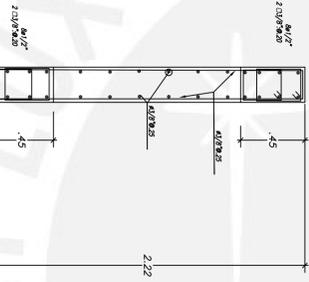
PLACA PL-01
DEL 5to PISO



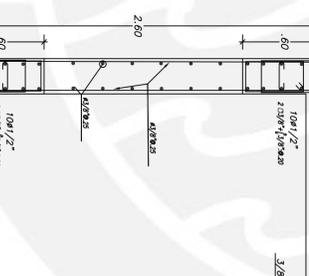
PLACA PL-01
DEL 5to PISO



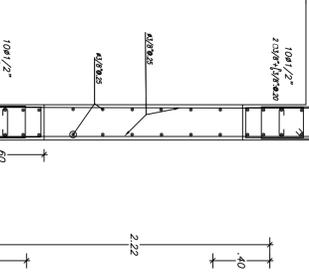
PLACA PL-04
DEL 5to PISO



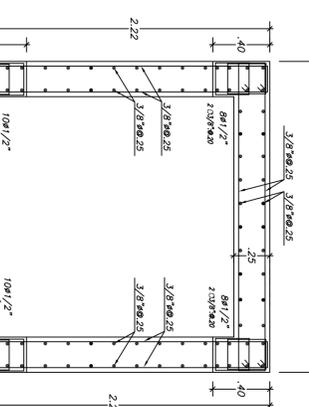
PLACA PL-04
DEL 5to PISO



PLACA PL-05
DEL 5to PISO

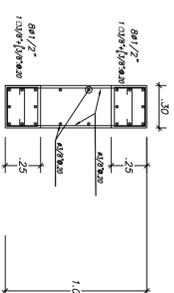
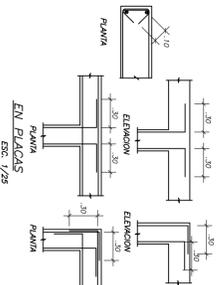


PLACA PL-05
DEL 5to PISO



PLACA PL-06
DEL 5to PISO

Ø	L (cm)
3/8"	40
1/2"	45



PLACA PL-07
DEL 1er AL 5to PISO

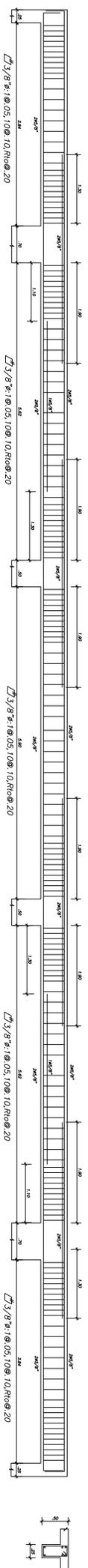
P U C P PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU		PROYECTO: DETALLE DE PLACAS	
DISEÑO SUPERVISADO POR UN INGENIERO EN COMERCIO DE CEMENTO PERUANO		PLAN: 1/15	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR		FECHA: 24-06-2020	
DISEÑADO POR: FABRICIO ALFREDO NIÑO BENDIC		ESCALA: 1:100	
INGENIERO EN COMERCIO DE CEMENTO PERUANO ING. JULIO LEONARDO SILVA MATOS		AUTODESK REVIT	

Anexo G. Cuadro de columnas

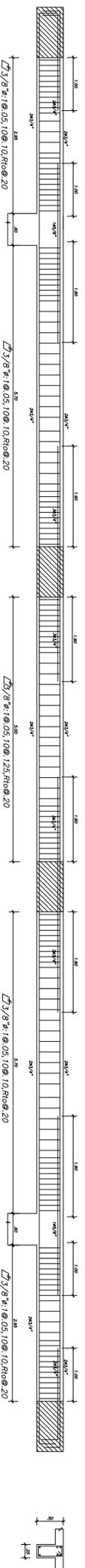


Anexo H. Vigas peraltadas

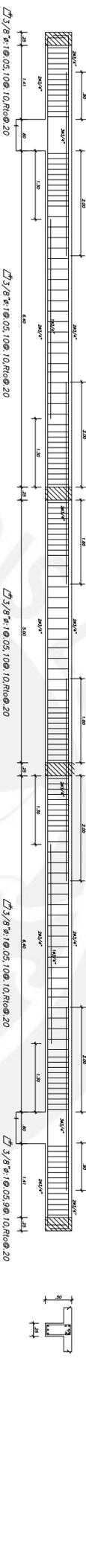




VIGA V-1 (.25x.50)



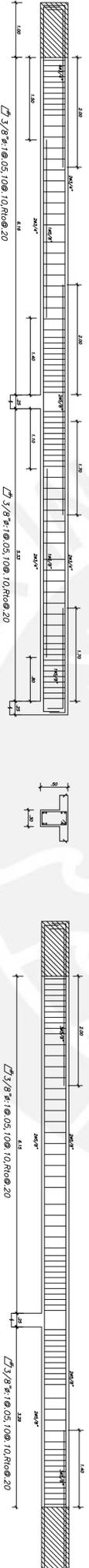
VIGA V-2 (.25x.50)



VIGA V-3 (.25x.50)



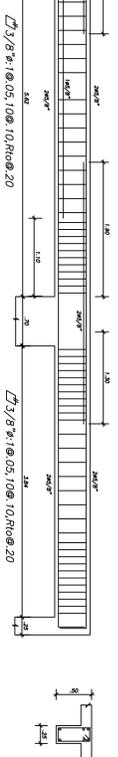
VIGA V-4 (.25x.50)



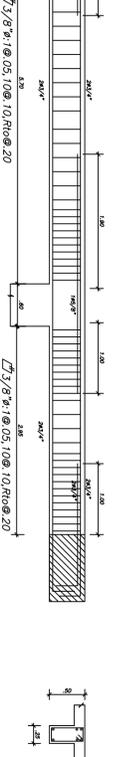
VIGA V-6 (.30x.50)



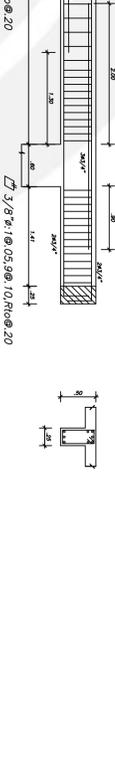
VIGA V-8 (.25x.50)



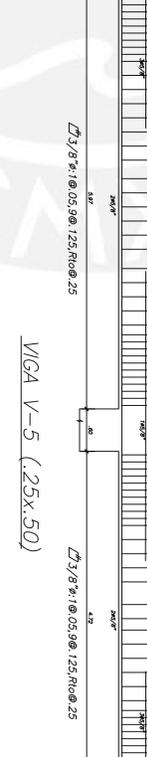
VIGA V-9 (.25x.50)



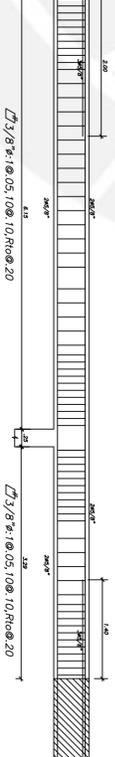
VIGA V-7 (.25x.50)



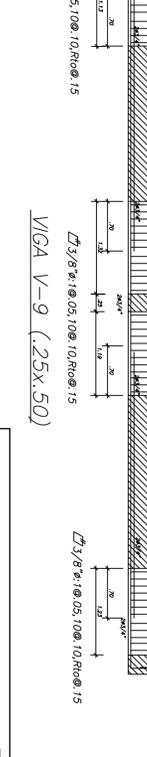
VIGA V-5 (.25x.50)



VIGA V-5 (.25x.50)



VIGA V-7 (.25x.50)

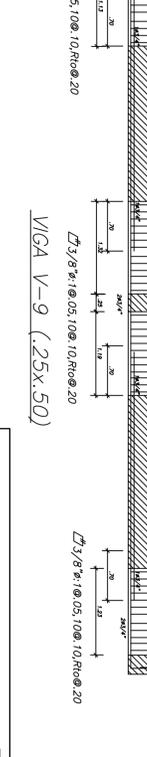
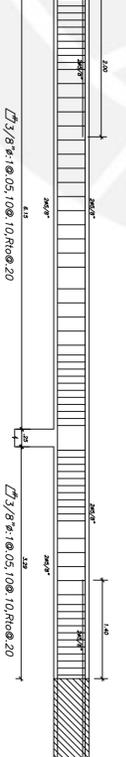
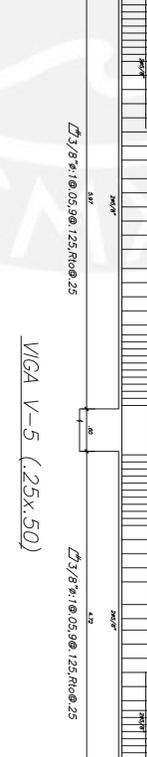
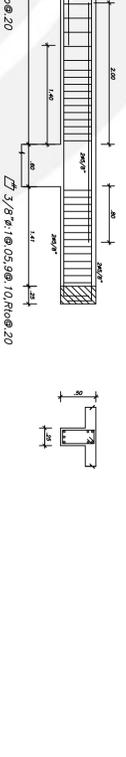
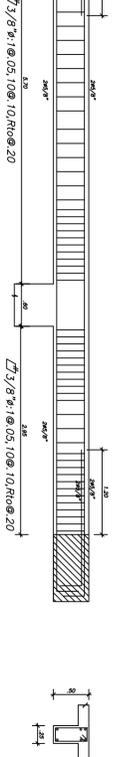
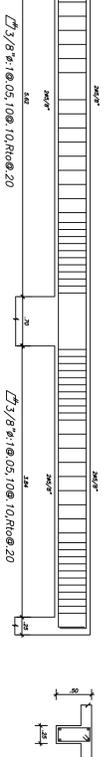
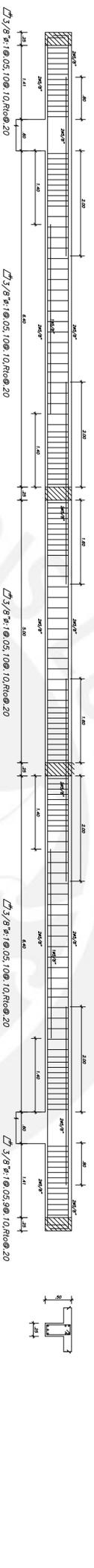
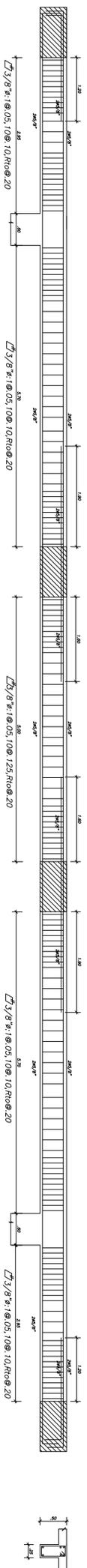
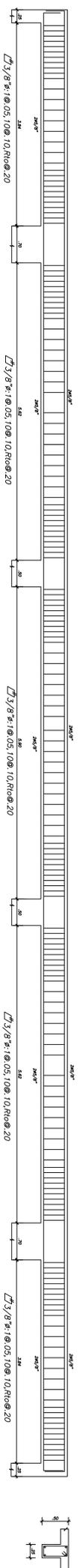


VIGA V-9 (.25x.50)

P U C P PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS		TÍTULO: VIGAS PERALTADAS	
		VIVIENDA MULTIFAMILIAR		ESCALA: 1/50	
ALUMNO: FABRICIO ALFREDO NICHIO BENIQUE ING. JULIO LEONID SILVA MATOS		FECHA: JUNIO-2019		UBICACIÓN: REGIÓN : LIMA PROVINCIA : LIMA DISTRITO : SURCO	
E-06					

Anexo I. Vigas peraltadas azotea





P U C P PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ		FAMILIA:	
PROYECTO:			
DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE CINCO PISOS			
PLANO:		VIGAS PERALTADAS AZOTEA	
ESCALA:		1/50	
VIVIENDA:		MULTIFAMILIAR	
FECHA:		JUNIO-2019	
ALUMNO:		FABRICIO ALFREDO NICHIO BENIQUE	
REGIÓN:		LIMA	
DISTRITO:		SINCHO	
UBICACIÓN:			
E-07			