

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**Diseño estructural en concreto armado de una edificación multifamiliar de
7 pisos en el distrito de los Olivos, Lima
Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

AUTOR:

Martinez Flores, Vladimir Ilich

ASESOR:

Rubiños Montenegro, Alvaro Cesar

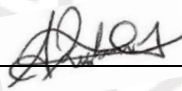
Lima, Octubre, 2024

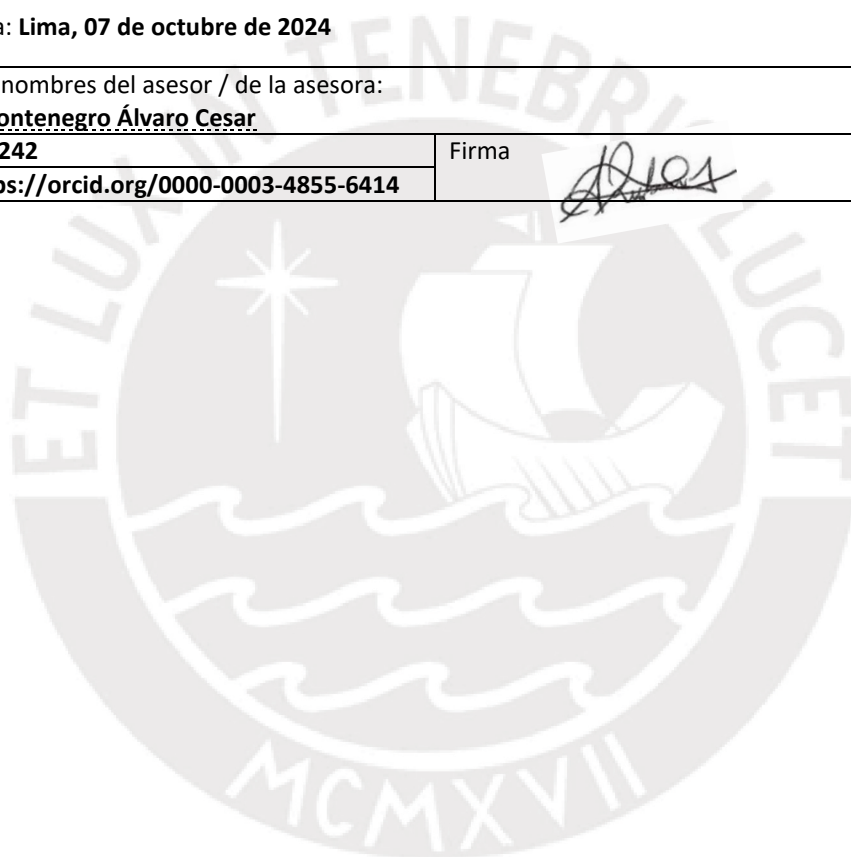
Informe de Similitud

Yo, **Álvaro Cesar Rubiños Montenegro**, docente de la Facultad de **Ciencias e Ingeniería** de la Pontificia Universidad Católica del Perú, asesor(a) de la tesis/el trabajo de investigación titulado **Diseño estructural en concreto armado de una edificación multifamiliar de 7 pisos en el distrito de los Olivos, Lima**, del autor **Vladimir Ilich Martinez Flores**, dejo constancia de lo siguiente:

- El mencionado documento tiene un índice de puntuación de similitud de **20%**. Así lo consigna el reporte de similitud emitido por el software *Turnitin* el **07/10/2024**.
- He revisado con detalle dicho reporte y la Tesis o Trabajo de Suficiencia Profesional, y no se advierte indicios de plagio.
- Las citas a otros autores y sus respectivas referencias cumplen con las pautas académicas.

Lugar y fecha: **Lima, 07 de octubre de 2024**

Apellidos y nombres del asesor / de la asesora: Rubiños Montenegro Álvaro Cesar	
DNI: 42786242	Firma 
ORCID: https://orcid.org/0000-0003-4855-6414	



Resumen

La presente tesis tiene como objetivo principal el dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales de un edificio en el distrito de Los Olivos. La distribución de espacios dispone la planta base como un área comercial y el resto de pisos como departamentos. Este objetivo estará alineado con las especificaciones brindadas en las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.).

La estructuración fue realizada tomando en consideración la sugerencia del Ing. Antonio Blanco en su libro Estructuración y diseño de edificaciones. Para este proyecto de $1535 m^2$ se optó por emplear un sistema tradicional de losas aligeradas para el sistema de techado. Asimismo, La estructuración del proyecto está conformada por tres sectores, dos torres de departamentos y una torre independiente que esta constituida por la escalera y ascensor. Las vigas peraltadas empleadas son de $30 \times 50 cm^2$, tres secciones de columnas cuyas secciones son T , L y rectangulares, muros estructurales de $20 cm$ de espesor y zapatas de $60 cm$ de espesor.

El estudio de mecánica de suelos del proyecto indica una capacidad portante del suelo de $3.5 kg/m^2$ y un tipo de suelo sin presencia de napa freática. Con el esquema de la estructura, las cargas actuantes fueron definidas acorde a lo estipulado en la norma E.020 Cargas para los fines pertinentes. De esta manera, la sobrecarga que se empleara corresponderá a viviendas, debido a que solamente la planta base será utilizada como área comercial. La carga distribuida viva en los entrepisos es de $200 kg/m^2$ y $100 kg/m^2$ de en la azotea

El análisis sísmico será realizado mediante un análisis estático y un análisis dinámico modal espectral acorde a la norma E.030 Diseño Sismorresistente. Los resultados del análisis sísmico serán las cargas de sismo actuantes sobre cada entrepiso y así iniciar con el diseño estructural. El programa ETABS será utilizado como herramienta de análisis.

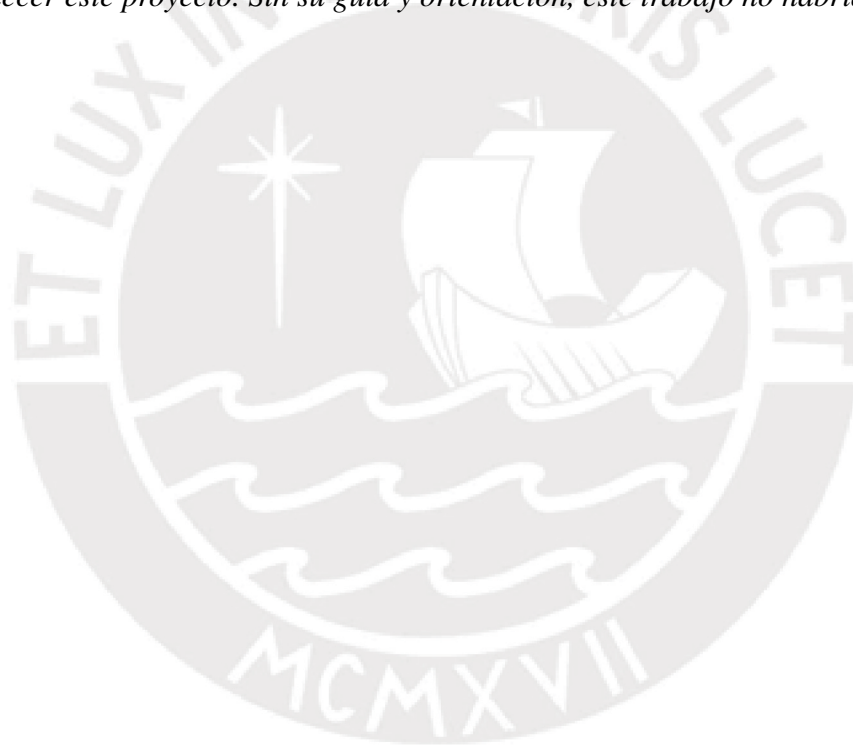
Finalmente, Los diseños estructurales serán desarrollados utilizando el diseño de resistencia y capacidad. Esta metodología está definida en la norma E.060 Concreto Armado. Los métodos de análisis de los elementos diseñados serán guiados por los apuntes de los cursos de concreto armado 1, concreto armado 2 e ingeniería sismorresistente.

Dedicatoria

Este trabajo está dedicado con profundo agradecimiento a mis padres, Irma y Michael, cuyo apoyo incondicional ha sido fundamental en cada paso de mi camino. También quiero expresar mi sincero agradecimiento a Shian, Michelo, Jose y Anthonella por su constante respaldo y aliento.

Reconozco con gratitud la invaluable contribución del Ingeniero Alvaro Rubiños y del Ingeniero Jorge Bazan, quienes generosamente compartieron su tiempo y conocimientos para enriquecer este proyecto. Sin su guía y orientación, este trabajo no habría sido posible.

Gracias



Índice general

Resumen	I
Índice de figuras	VII
Índice de tablas	X
1. Introducción	1
1.1. Objetivos	1
1.1.1. Objetivo general	1
1.1.2. Objetivos específicos	1
1.2. Descripción del proyecto	2
1.3. Materialidad	4
1.4. Normas y metodología	5
1.4.1. Normas	5
1.4.2. Metodología	6
2. Predimensionamiento de elementos estructurales	8
2.1. Criterios de estructuración	8
2.2. Predimensionamiento de losas aligeradas	12
2.3. Predimensionamiento de losas macizas	13
2.4. Predimensionamiento de vigas	14
2.5. Predimensionamiento de columnas	17
2.6. Predimensionamiento de placas	18

3. Medrado de cargas de gravedad	20
3.1. Cargas a utilizar	20
3.2. Medrado de losas aligeradas	22
3.3. Medrado de losas macizas	24
3.4. Medrado de vigas peraltadas	25
3.5. Medrado de columnas y placas	29
4. Análisis sísmico	32
4.1. Peligro sísmico	33
4.1.1. Factor de zonificación (Z)	33
4.1.2. Perfil de suelo (S_i)	33
4.1.3. Parámetros de sitio (S, T_P, T_L)	34
4.1.4. Factor de amplificación sísmico (C)	35
4.2. Caracterización del edificio	36
4.2.1. Factor de uso (U)	36
4.2.2. Sistema estructural	36
4.2.3. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0)	37
4.2.4. Factores de irregularidad (I_a, I_p)	37
4.2.5. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)	40
4.3. Análisis estructural	40
4.3.1. Modelos de análisis	41
4.3.2. Análisis estático	42
4.3.3. Análisis modal	46
4.3.4. Análisis de pseudo aceleraciones	47
4.3.5. Resumen de capítulo	51
5. Diseño de elementos estructurales	53
5.1. Diseño por resistencia	53
5.1.1. Diseño de elementos sometidos a flexión	54

5.1.2.	Diseño de elementos sometidos a fuerzas cortantes	60
5.1.3.	Diseño por capacidad	60
5.2.	Diseño de losas aligeradas	63
5.2.1.	Diseño de aligerado a momentos de flexión	63
5.2.2.	Diseño de aligerado por fuerzas de corte	69
5.3.	Diseño de losas macizas	70
5.3.1.	Límites de acero	71
5.3.2.	Diseño de losa maciza a momentos de flexión	72
5.3.3.	Diseño de losa maciza a fuerzas cortantes	73
5.4.	Diseño de vigas peraltadas	75
5.4.1.	Propiedades propias de la viga peraltada	75
5.4.2.	Diseño de viga peraltada a momentos de flexión	75
5.4.3.	Diseño de viga peraltada bajo fuerzas cortantes	80
5.5.	Diseño de columnas	83
5.5.1.	Diseño de columna bajo esfuerzos de flexo-compresión	83
5.5.2.	Diseño de columna bajo fuerzas de corte	85
5.5.3.	Diseño de la columna C-02	85
5.6.	Diseño de placas	93
5.6.1.	Diseño a flexo-compresión	93
5.6.2.	Diseño a fuerzas de corte	95
5.6.3.	Diseño de placa de escalera	96
5.7.	Diseño de cimentaciones	102
5.7.1.	Verificación de esfuerzos	103
5.7.2.	Verificación de punzonamiento	105
5.7.3.	Diseño de resistencias a momentos de flexión	106
5.7.4.	Cimentación de columna C-02	107
5.7.5.	Cimentacion de placas	110
5.7.6.	Diseño de viga de cimentación	116

6. Comentarios y conclusiones	119
Bibliografía	122
Anexo	123



Índice de figuras

1.1. Vista de planta del primer piso	3
1.2. Vista de planta de piso típico	4
2.1. Sustento de estructuración con juntas	11
2.2. Esquema de losa aligerada tradicional	13
2.3. Estructuración de planta típica	19
3.1. Esquema de losa aligerada por diseñar	23
3.2. Disposición de carga muerta en la losa aligerada diseñada ($tonf/m$).	23
3.3. Disposición de carga viva en la losa aligerada diseñada ($tonf/m$).	24
3.4. Esquema de losa maciza por diseñar	24
3.5. Esquema de viga peraltada por diseñar	26
3.6. Área tributaria de la viga peraltada en el eje B	27
3.7. Disposición de carga muerta en viga peraltada ($tonf/m$ y $tonf$)	28
3.8. Disposición de carga viva en viga peraltada ($tonf/m$ y $tonf$)	28
3.9. Esquema de columna por diseñar	29
3.10. Área tributaria de elementos de apoyo vertical (rojo)	30
4.1. Espectro de pseudo-aceleraciones1	47
4.2. Derivas máximas y promedio	48
4.3. Relaciones entre deriva máxima y deriva promedio	49
4.4. Espectro de pseudo aceleración amplificado	51
5.1. Relación de deflexiones	59

5.2. Factor de deflexión en meses	59
5.3. Esquema de diseño por capacidad general en vigas	62
5.4. Esquema de diseño por capacidad general en columnas	62
5.5. Franja de compresión generada por los efectos de flexión en la dirección 3 (cm)	63
5.6. Momentos flectores por cargas de servicio	64
5.7. Diagrama de flujo del cálculo de momento nominal de losa aligerada	65
5.8. M_u y ϕM_n de la vigueta	67
5.9. Fuerzas cortantes por cargas de servicio	69
5.10. V_u y ϕV_c de la losa aligerada	70
5.11. Franja de compresión generada por los efectos de flexión en la dirección 3 (cm)	71
5.12. Momentos flectores por cargas muertas	72
5.13. Momentos flectores por cargas vivas	72
5.14. M_u y ϕM_n de la losa maciza	73
5.15. Fuerzas cortantes por cargas muertas	73
5.16. Fuerzas cortantes por cargas muertas	74
5.17. V_u y ϕV_n de la losa maciza	74
5.18. Momentos flectores por cargas de gravedad	76
5.19. Momentos flectores por cargas de sismo	76
5.20. M_u y ϕM_n de la viga evaluada	78
5.21. Fuerzas cortantes por cargas de gravedad	80
5.22. Fuerzas cortantes por cargas de sismo	81
5.23. V_u y ϕV_n de la viga evaluada	82
5.24. Esquema de deformaciones en una columna	84
5.25. Armado tentativo de columna C-02	87
5.26. Diagramas de interacción de la columna C-02	87
5.27. Area de nudo	91
5.28. Fuerza cortante en el nudo	91
5.29. Núcleo confinado en placas	94

5.30. Modelo de placa simplificado	95
5.31. Armadura tentativa de placa de escalera	97
5.32. Paños de análisis de placa de escalera	97
5.33. Diagramas de interacción de las placas de la escalera	99
5.34. Distribución de esfuerzos del suelo granular y cohesivo	103
5.35. Análisis de esfuerzos bidireccionales	104
5.36. Redistribución de esfuerzos	105
5.37. Área tributaria para el cálculo de fuerza punzante	105
5.38. Área tributaria para el cálculo de fuerzas de corte	106
5.39. Esquema del esfuerzo último en zapatas	106
5.40. Ubicación de la cimentación de la columna C-02	107
5.41. Distribución de placas	111
5.42. Estructuración de la cimentación	112
5.43. Envolvente de cortante en platea de cimentación ($\phi V_c = 21,54 \text{ tonf/ml}$)	113
5.44. Area punzonada de placas	114
5.45. Envolvente de flexión en platea de cimentación ($\text{tonf} - m/m_l$)	116
5.46. Envolvente de demandas de vigas de cimentacion	118

Índice de tablas

1.1. Información del proyecto	2
1.2. Propiedades mecánicas de los materiales	5
2.1. Propiedades geométricas de losa aligerada	13
2.2. Peralte recomendado en función a la luz	14
2.3. Dimensionamiento de vigas	15
2.4. Predimensionamiento de viga	16
2.5. Metrado de cargas preliminares	18
3.1. Metrado de cargas de gravedad en las losa aligerada tradicionales	22
3.2. Carga muerta y viva de la losa aligerada	22
3.3. Metrado de cargas de gravedad en las losas macizas	25
3.4. Carga muerta y viva de la losa maciza	25
3.5. Metrado de carga de gravedad de columna C-02	30
3.6. Carga muerta y viva de columna	31
4.1. Factores de zona Z	33
4.2. Factor de suelo S	34
4.3. Periodos en función al perfil del suelo (T_P y T_L)	35
4.4. Rigidez en la dirección X de análisis y verificación de piso blando	39
4.5. Rigidez en la dirección Y de análisis y verificación de piso blando	39
4.6. Masa por piso	39
4.7. Masas, centro de masa, y centro de rigidez	43
4.8. Masa de la estructura (P) y cortante basal sin reducir (V)	43

4.9. Fuerza cortante basal para R=1 distribuida por nivel	44
4.10. Desplazamientos (mm) de entrepisos para R=1 en la dirección X	44
4.11. Desplazamientos (mm) de entrepisos para R=1 en la dirección Y	44
4.12. Calculo intermedio para el periodo de vibración en la dirección X	45
4.13. Periodo de vibración en la dirección X	45
4.14. Calculo intermedio para el periodo de vibración en la dirección Y	45
4.15. Periodo de vibración en la dirección Y	45
4.16. Masa participativa	46
4.17. Periodos y porcentajes de masa participante por modo de vibración	47
4.18. Factores de amplificación de espectros de pseudo-aceleraciones	50
4.19. Resumen del análisis sísmico	52
5.1. Factores de reducción (ϕ) acorde a la norma E.060	54
5.2. Longitudes de anclajes rectos y de gancho	57
5.3. Deflexiones permisibles	58
5.4. Límites de aceros en aligerado típico	63
5.5. Proceso de cálculo de momentos nominales en losas aligeradas	66
5.6. Momentos nominales de las combinaciones de aceros en losas aligeradas	66
5.7. ϕMn ($kgf - m$) de losa maciza	72
5.8. Límites de aceros en viga peraltada	75
5.9. Determinación de fuerzas cortantes probables	83
5.10. Requerimientos de resistencia de columna C-02 en la base	86
5.11. Diseño de resistencia de estribos de la columna C-02	88
5.12. Demandas en servicio de la placa de la escalera	98
5.13. Núcleos confinados en el paño E-P1	100
5.14. Análisis cortante de placa E-P1 de escalera	101
5.15. Cargas de cimientos	107
5.16. Codificación de combinaciones de servicio	108
5.17. Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de servicio (tabla 5.16)	109

5.18. Demandas de punzonamiento en servicio	114
5.19. Diseño de flexión de platea	115
5.20. Diseño de flexión de vigas de cimentación	116



Capítulo 1

Introducción

En este capítulo serán explicados los objetivos propuestos, los materiales a emplear y sus propiedades mecánicas, y la metodología empleada para el desarrollo del trabajo de tesis.

1.1. Objetivos

1.1.1. Objetivo general

Elaborar el diseño del casco estructural del proyecto arquitectónico de 7 niveles previamente elaborado para la zona de Lima mediante los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

1.1.2. Objetivos específicos

- Realizar el predimensionamiento de los elementos estructurales
- Realizar una planta de estructuración acorde al proyecto arquitectónico
- Analizar el comportamiento sísmico
- Diseñar los elementos estructurales (vigas, columnas, losas, placas y cimientos)

- Desarrollar los planos a utilizar durante la ejecución de la obra

1.2. Descripción del proyecto

El proyecto a diseñar se encuentra ubicado en el distrito de Los Olivos, Lima. La geometría del terreno a techar es de 20 metros por 9.9 metros, de los cuales $60 m^2$ son de área libre dentro del predio y no incluye los volados. Este edificio está diseñado para ser de uso residencial multifamiliar, contando con 2 departamentos por piso y una azotea. Para este propósito se empleará un sistema de pórticos. En la tabla 1.1 la información del proyecto es consolidada para brindar una facilidad de lectura.

Tabla 1.1: Información del proyecto

Tipo de proyecto	Edificio multifamiliar
área del terreno	$325 m^2$
área construida	$220 m^2$
Numero de pisos	7
área techada	$1535 m^2$

Asimismo, los planos arquitectónicos para el primer piso y piso típico se observan en las figuras 1.1 y 1.2.

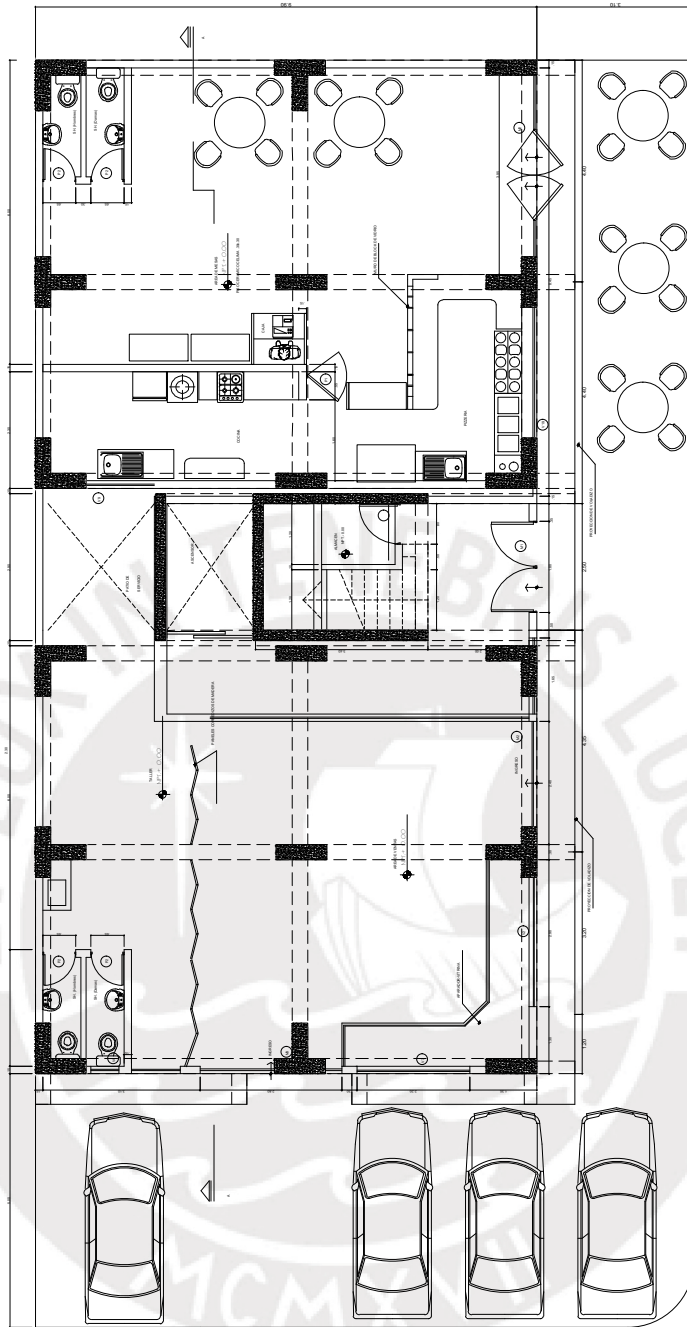


Figura 1.1: Vista de planta del primer piso

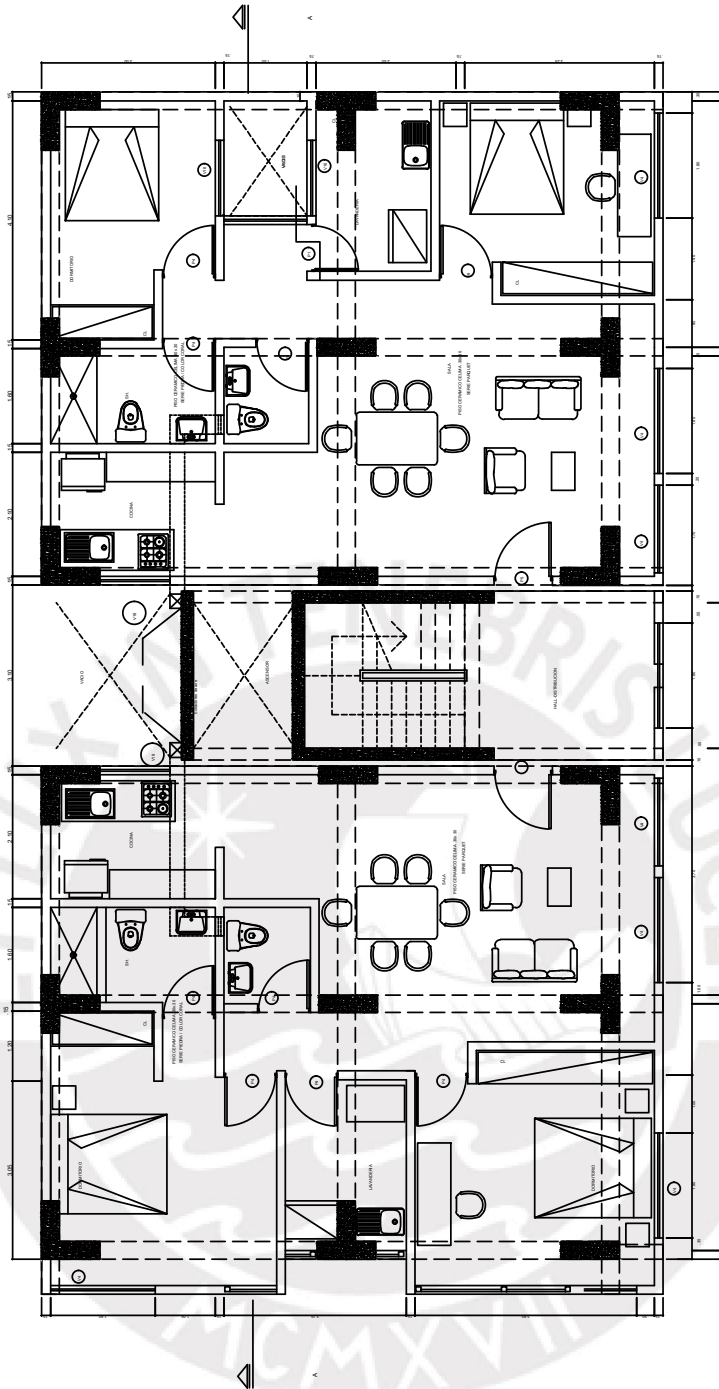


Figura 1.2: Vista de planta de piso típico

1.3. Materialidad

En esta sección, las propiedades mecánicas de los materiales serán descritas. El módulo de elasticidad del concreto se encuentra acorde a relación, $E_c = 15000 * \sqrt{f'_c}$, del anexo II de la norma E.060 de concreto armado del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Tabla 1.2: Propiedades mecánicas de los materiales

Resistencia del concreto a compresión (f'_c)	210 kg/cm
Módulo de elasticidad del concreto (E_c)	217370 kg/cm^2
Módulo de ruptura del concreto (f_r)	28,98 kg/cm^2
Máxima deformación unitaria del concreto ϵ_{cu}	0,003
Módulo de Poisson	0.2
Resistencia de fluencia del acero (f_y)	4200 kg/cm^2
Módulo de elasticidad del acero (E_s)	2000000 kg/cm^2
Máxima deformación unitaria del acero ϵ_y	0,0021

En la tabla 1.2 se encuentran los valores utilizados para el diseño del casco estructural.

1.4. Normas y metodología

1.4.1. Normas

Para el diseño del proyecto se emplearon las normas de estructuras comprendidas dentro del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.). Estas normas delimitan los factores de seguridad y métodos de diseño a utilizar (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c) en función a las cargas empleadas y su ubicación (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006a); como así también, las deflexiones a causa de sismos y parámetros del suelo (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b).

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismorresistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado

1.4.2. Metodología

El proceso de diseño estructural de un edificio puede resultar una labor tediosa de no realizarse de forma estructurada. Con la finalidad de hacer esta labor menos tediosa, se desarrolló una metodología que permita un flujo de trabajo ordenado y jerárquico. Este proceso será constituido por 4 etapas, las cuales contemplan el predimensionamiento y posicionamiento de elementos estructurales, el metrado de cargas, análisis sísmico, el diseño de los elementos estructurales y, finalmente, la elaboración de los planos.

Para el trabajo de tesis a desarrollar se tomará como punto inicial a un proyecto de arquitectura. Con la arquitectura definida, se distribuirá y predimensionarán los elementos estructurales de concreto armado utilizando pautas y criterios previamente establecidos en el libro de “Estructuración y diseño de edificaciones” escrito por el ingeniero Antonio Blanco. El desarrollo de estos criterios y de la estructura predimensionada puede ser encontrado en el capítulo 2.

Con la estructura preliminar, en línea con la norma E.020 Cargas, se metrarán las cargas muertas y vivas. El metrado de cargas es realizado con el fin de conocer las fuerzas que actúan sobre los elementos estructurales y poder diseñarlos acorde. El desarrollo de los metrados de carga de elementos como las losas aligeradas, macizas, vigas, columnas y placas es encontrado en el capítulo 3.

Seguidamente, se determinarán los parámetros sísmicos para la amplificación de cargas sísmicas (ZUCS/R) (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b). Así mismo, se asumirán aceleraciones de un sismo con un periodo de retorno de 475 años ($0,45 g$) (Muñoz, 2021) y debido a la localización de la edificación no se empleará la carga de viento. Con las aceleraciones de sismos y parámetros ya determinados, se realizará el análisis estático y dinámico modal espectral, con las especificaciones acorde a la norma E.030 Diseño Sismorresistente. Tanto la definición de estos parámetros como el desarrollo del análisis sísmico pueden ser encontrados en el capítulo 4.

Una vez determinadas las cargas de gravedad y de sismo máximas actuantes sobre la estructura, se procederá a realizar los diseños por resistencia y por capacidad, y estos resultados serán corroborados con la norma E.060 de concreto armado. Los criterios empleados para el diseño

de los elementos estructurales serán detallados en el capítulo 5 junto al proceso de diseño de estos. Finalmente, con los resultados obtenidos de los diseños, se mencionarán las conclusiones más relevantes y, por otro lado, se realizarán los planos de planta y de los elementos estructurales a detalle para ser empleados en obra, los cuales se encontrarán en el anexo I.



Capítulo 2

Predimensionamiento de elementos estructurales

En este capítulo, se contemplarán los distintos factores que se tomarán en cuenta al momento de dimensionar preliminarmente los elementos estructurales. Así también, los criterios de estructuración serán desarrollados para conseguir un mejor entendimiento de cómo realizar la distribución de los elementos estructurales en la planta del proyecto, contando con la estructura predimensionada al final de esta sección. Adicionalmente, la estructura de cada predimensionamiento seguirá el orden de desarrollo de la función del elemento estructural, categorías de estos, función de predimensionamiento y finalmente el predimensionamiento escogido.

2.1. Criterios de estructuración

Desde el inicio del diseño estructural, se han desarrollado múltiples consideraciones para la estructuración y dimensionamiento preliminar de los elementos estructurales. Los criterios que serán empleados para la estructuración de planta (figura 1.2) son los expuestos en el libro de *Estructuración y Diseño de edificaciones* del ingeniero Antonio Blanco.

Para la estructuración de la planta existen múltiples configuraciones en las cuales no se deben incurrir, debido a que solo no incumplen con algunas de las hipótesis asumidas para el cálculo

estructural, sino, también, dificultan la predicción del comportamiento y tipo de fallas incurridas de la estructura real.

Gracias al análisis estructural se conoce a la rigidez como a la función que relaciona las reacciones internas con sus desplazamientos. Los criterios de estructuración evitan problemas causados por una distribución inadecuada de elementos rígidos. Los elementos que aportan rigidez pueden variar en su distribución de dos maneras:

- A lo alto de la estructura
- A lo largo y ancho de la planta

Por un lado, una estructura con variaciones de rigidez a lo alto puede ocasionar efectos de piso blando, si es que esta varía de forma repentina entre pisos (Muñoz, 2021). Así también, la asimetría entre plantas dificulta la predicción del comportamiento sísmico y análisis estructural. Por otro lado, la concentración de elementos estructurales (E.E.) en planta genera otras patologías como la excentricidad accidental, la cual causa efectos de torsión durante eventos sísmicos. También, la cercanía de dos E.E. interconectados genera un incremento drástico en la rigidez de estos, tales como los efectos de vigas cortas, para vigas con paños cortos, y columnas cautivas, para columnas "atrapadas" entre dos tabiques (Muñoz, 2021); este incremento repentino genera una falla por corte (falla frágil) en los elementos en cuestión.

Existen otras patologías relacionadas con la rigidez; sin embargo, estos no son causados por la distribución de los E.E., sino, por los predimensionamientos de los E.E. o la geometría de la planta.

- Estructuras altamente flexibles

Estas generan daños en elementos arquitectónicos o de poco aporte de rigidez como vidrios, tabiquería y parapetos

- Columna débil y viga fuerte

Una viga altamente resistente apoyada sobre una columna cuya resistencia es considerablemente menor ocasiona la formación de rótulas plásticas en las columnas antes que en

las vigas. Estas rótulas permiten grandes desplazamientos horizontales, las cuales generan daños que no son viables a reparar.

- Aberturas en las losas

La abertura en una losa disminuye el comportamiento unitario de la estructura; esto implica que la hipótesis de diafragma rígido no se cumpla.

- Plantas rectangulares alargadas

En una planta alargada, la hipótesis de diafragma rígido cuenta con una mayor probabilidad de no cumplirse. Por otro lado, los efectos de torsión representan un factor a considerar a detalle.

- Formas “L” de planta

La asimetría de la planta genera una excentricidad accidental, los cuales generan esfuerzos de torsión en la planta.

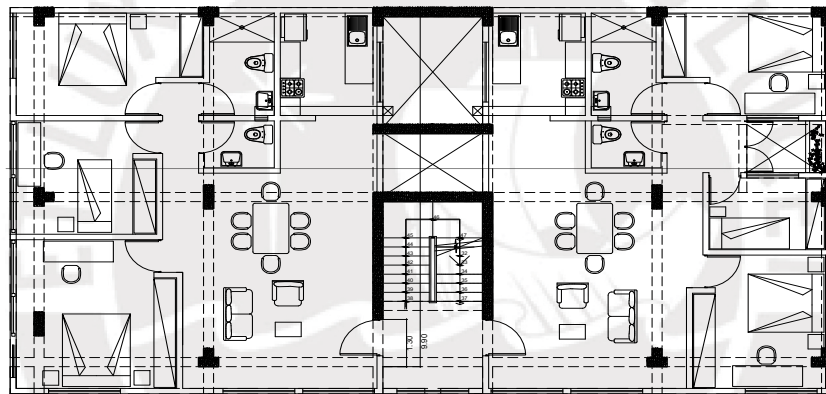
Estas distribuciones inapropiadas de E.E. pueden ser resueltas por medio de metodologías y buenas prácticas. Evitar estas prácticas no solo permiten un cálculo simplificado de la estructura, sino, también, la creación de un modelo estructural con un comportamiento sísmico más simple de predecir. Estas están definidas por sus aspectos estructurales y por la pragmática adquirida a lo largo de años de progreso en el diseño estructural.

Los aspectos estructurales a tomar en cuenta están relacionados con la rigidez y ductilidad de la estructura. Durante eventos sísmicos, los elementos estructurales deben poseer la resistencia necesaria para soportar los esfuerzos generados por estos. De igual forma, parte de la labor ingenieril reside en brindar las resistencias y ductilidades adecuadas a los elementos estructurales, de forma que los elementos que contribuyen menos a la estabilidad sean los primeros que fallen.

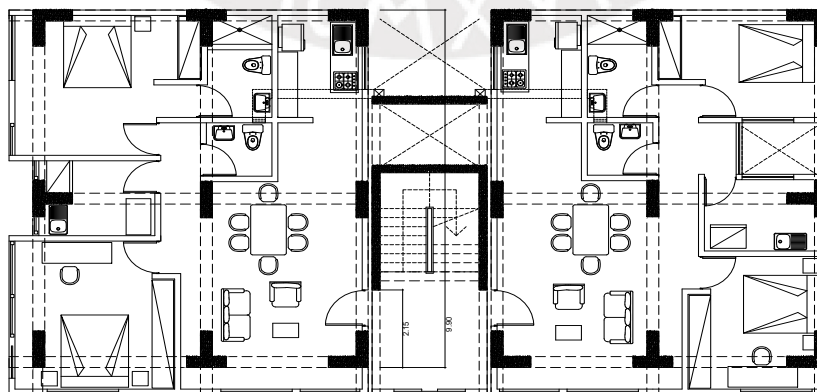
Desde otra perspectiva, los aspectos pragmáticos están relacionados con la distribución de la forma simple y simétrica de las plantas, de manera que se pueda predecir cómo estas se comportarán frente a eventos sísmicos o simplemente bajo cargas de gravedad. En estructuras simples y simétricas, la labor de predecir el comportamiento sísmico y la idealización de elementos estructurales es reducida en gran medida.

Por un lado, la figura 2.1a fue la estructuración planteada inicialmente. Esta estructuración fue planteada considerando solo un diafragma. Esta consideración es contraproducente debido a que existe una reducción drástica en la sección transversal del diafragma. Esta reducción se encuentra limitada hasta un 25 % en la norma de diseño sismorresistente. Adicionalmente a la irregularidad que esta estructuración presenta, la reducción significativa del área transversal genera la concentración de fuerzas en las zonas del área reducida.

Por otro lado, la figura 2.1b muestra la estructuración planteada como solución a la problemática de reducción de área transversal. En esta estructuración, no existe esta problemática debido a que la vivienda se encuentra conformada por dos diafragmas independientes y el conjunto de la escalera y ascensor, aisladas mediante juntas sísmicas.



(a) Estructuración antigua



(b) Estructuración actual

Figura 2.1: Sustento de estructuración con juntas

2.2. Predimensionamiento de losas aligeradas

Una losa aligerada es un E.E. horizontal sobre la cual las cargas de gravedad de un entrepiso actúan mayoritariamente. Estas son conocidas debido a su peso ligero en comparación a su variante, la losa maciza.

Comparativamente, las losas aligeradas poseen una inercia y resistencia menor que las losas macizas. No obstante, el enfoque para emplear las losas aligeradas no debe ser determinado solamente por ese motivo, ya que aportan otros beneficios por los cuales su uso es tan difundido en el Perú:

- **Instalaciones sanitarias:** El espacio ocupado por los ladrillos permite colocar las tuberías de desagüe de forma directa en la losa en lugar de realizar un falso techo, el cual representa un gasto mayor. En caso de que se emplee una losa maciza de menor espesor a 17 o 20 cm, existe la posibilidad de que no sea factible instalar las tuberías en la losa; en esta situación un aligerado es la opción más económica.
- **Economía:** En el contexto de Perú, el costo de mano de obra es menor, por lo que la instalación de ladrillos para la losa aligerada no representa un costo mayor considerable. Además, estas losas emplean menos concreto y encofrado, lo cual también representa una reducción de costo por metro cuadrado en el análisis de precios unitarios. Cabe resaltar que estos resultan la opción más económica hasta luces de aproximadamente 7 metros.

Así también, los criterios de uso de estas consideran el proceso constructivo, tales como que el armado de la losa aligerada está en dirección al paño menor.

Finalmente, la luz entre apoyos de las losas aligeradas determinan el peralte de esta. La longitud del paño más grande es de 4 metros, entonces acorde a predimensionamientos típicos corresponde un peralte de 17 cm. Por otro lado, para evitar la necesidad de ensanchamientos, se empleará un peralte de 20 cm de manera que esta incremente la resistencia de corte nominal de la sección.

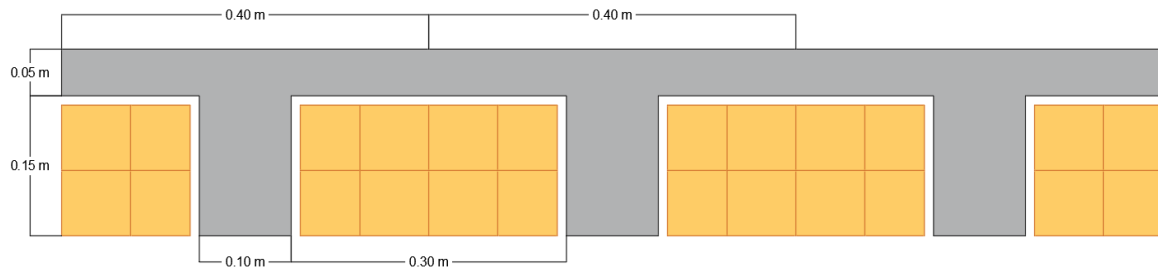


Figura 2.2: Esquema de losa aligerada tradicional

Se resumieron las propiedades geométricas de la sección típica de la losa aligerada a manera de simplificar el proceso de diseño más adelante en el trabajo desarrollado (ver tabla 2.1).

b_w (cm)	10
h (cm)	20
b_f (cm)	40
h_f (cm)	5
d (cm)	17
I_g (cm ⁴)	11800,60

Tabla 2.1: Propiedades geométricas de losa aligerada

2.3. Predimensionamiento de losas macizas

Una losa maciza cumple la misma función que una losa aligerada (Sección 2.2). Las losas macizas representan una ventaja frente a las losas aligeradas cuando estas se construyen con espesores mínimos, de tal manera que las instalaciones sanitarias se encuentren colgadas y sean ocultadas con falsos techos.

Existen dos tipos comunes de losas macizas:

- Unidireccionales:

Estas losas resultan efectivas para paños cuya relación geométrica entre lados de la planta sea mayor a 2

- Bidireccionales:

Estas losas resultan efectivas para paños cuya relación geométrica entre lados de la planta sea menor a 2

Acorde al capítulo tres de predimensionamiento de losas, el peralte de las losas macizas se encuentra en función a las luces de estas o también “acorde a su orden del cuarentavo de la luz o igual al perímetro del paño entre 180” (Tabla 2.2). Así también, independientemente del tipo de armado empleado en estas, si la losa es maciza y se encuentre limitada por cuatro vigas o muros, esta trabajará dos direcciones.

Tabla 2.2: Peralte recomendado en función a la luz

Peralte <i>cm</i>	Longitud de luces <i>m</i>
12 o 13	4
15	5.5
20	6.5
25	7.5

Fuente: Blanco, 1994

Para la estructuración de losas en planta se emplearon losas macizas en las zonas del ascensor, la escalera y en las zonas que cuenten con instalaciones sanitarias y de agua. Se definió un peralte de 20 cm para mantener una continuidad en entre las losas aligeradas, pero el peralte podría ser acorde al predimensionamiento de la tabla.2.2

2.4. Predimensionamiento de vigas

Las vigas son los elementos estructurales horizontales que reciben las cargas de las losas. Así mismo, estas se apoyan sobre las columnas, placas o sobre otras vigas con mayor rigidez, transmitiendo su carga a estos elementos. Por otro lado, las vigas también aportan rigidez lateral, es decir, resisten esfuerzos producidos por los sismos.

Según el ingeniero Blanco, se pueden emplear distintas variaciones de vigas en función a la disposición de espacios y disposiciones de elementos estructurales, estas son:

- Vigas peraltadas: tienen un espesor mayor al del techo y es visible en el fondo del techo. Debido a su peralte, estas vigas tienen una mayor inercia y un mayor brazo de palanca, por lo tanto, una mayor capacidad resistente.

- Vigas invertidas: similar a una viga peraltada, esta posee un peralte mayor al del techo. Sin embargo, la carga se encuentra colgada de esta y no apoyada.
- Vigas chatas: sirven usualmente para transmitir cargas de tabiques a las vigas peraltadas.

Como fue mencionado previamente, el peralte de una viga juega un rol importante no solo incrementando la capacidad resistente de esta, sino también la rigidez lateral de una edificación. En edificaciones con suficiente rigidez lateral, es factible emplear vigas chatas en la misma dirección debido a que estos recibirán esfuerzos reducidos por causa del sismo.

El peralte de las vigas se encuentran dimensionadas en función a la longitud de luz libre (ecuación 2.2). El ancho de estas dependen de su función; si esta viga forma pórticos, su espesor mínimo es de 25 cm; si no, puede ser menor. Estas dimensiones ya fueron estimadas y son detalladas en la Tabla 2.3. Adicionalmente, acorde al control de deflexiones, si el peralte de la viga es mayor al cociente de la ecuación 2.1, no será necesario de realizar este.

$$h_{\min} = L/18,5 \quad (2.1)$$

$$h = L/i \quad (2.2)$$

Siendo:

h: Peralte de viga que incluye espesor de losa de techo o piso

L: Longitud de luz libre

i: Coeficiente (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c)

Tabla 2.3: Dimensionamiento de vigas

Luz libre <i>m</i>	Dimensionamiento <i>cm</i>
$L \leq 5.5$	25x50, 30x50
$L \leq 6.5$	25x60, 30x60, 40x60
$L \leq 7.5$	25x70, 30x70, 40x70, 50x70
$L \leq 8.5$	25x75, 40x75, 30x80, 40x80
$L \leq 9.5$	25x85, 30x85, 40x85, 40x90

Fuente: Blanco, 1994

Como nuestro paño libre más largo es de 4 metros, el peralte mínimo, acorde a la ecuación 2.1, para no realizar el control de deflexiones correspondería a 0,25 m. Por otro lado, este método

de predimensionamiento no contempla la influencia del área tributaria, ni de la condición de apoyo de las vigas ni del espesor a elegir. De esta forma, el Ing. Roberto Morales desarrolla un procedimiento para el predimensionamiento de las vigas (Morales, 2000). Este procedimiento parte de las siguientes condiciones:

- El ancho tributario debe ser 20 veces el ancho de la viga
- La cuantía presumida es de 0.007 para cada franja de acero a tracción
- Se ignora el aporte del acero a compresión

El resultado de compatibilizar ecuaciones de momentos, con las relaciones entre cuantía, ancho de tributario, ancho de viga, y la carga distribuida, define la siguiente ecuación:

$$h = \frac{L_n}{\sqrt{\frac{\alpha}{w_u}}} \quad (2.3)$$

Tabla 2.4: Predimensionamiento de viga

Variable	Valor
w_u	0.11275 kg/cm^2
L_n	3.75 m
B	4.4 m
b	0.22 m
α	16
h	0.32 m

De esta forma, el predimensionamiento elegido para las vigas podría ser 0,25 m por 0,40 m cumpliendo por el método de áreas tributarias y coeficientes. No obstante, este método no considera la contribución de las vigas a la rigidez lateral. Las vigas compatibilizan los desplazamientos de las columnas a mayor peralte. Si se emplean vigas de bajo peralte, las columnas empezaran a comportarse como vigas en voladizo, lo que afectaría a la rigidez lateral y por consiguiente las derivas. La dimensión predimensionada que será evaluada es 0,30 m por 0,50 m .

2.5. Predimensionamiento de columnas

Las columnas son elementos estructurales verticales. Estas reciben las cargas de las vigas, con las que forman pórticos y constituyen el “esqueleto” de la edificación. Los tipos de esfuerzos al que estas están sometidas principalmente son de compresión y flexión (flexo-compresión). La forma de las columnas puede variar dependiendo de su posición en la estructura.

- Cuadradas Columna simétrica en ambas direcciones principales
- Peraltadas Columna cuyo lado más largo está proyectado a soportar momentos flectores.
- En forma de “L”
Las columnas que se encuentran en las esquinas deben tener una forma de “L” para que estas puedan proporcionar una rigidez en ambos ejes.
- En forma de “T” Esta sigue la misma lógica que la columna en forma de “L”, pero en los exteriores.

Para realizar el diseño de una columna, se toma en cuenta distintas variables y efectos. Los efectos de esbeltez producen excentricidades en las columnas que afectan la capacidad de resistencia de estas. También, para las luces entre 6 y 7 metros, los momentos que actúan sobre las columnas no son lo suficientemente grandes, excepto en columnas exteriores o que se encuentran entre vigas con luces diferentes en gran medida. Por último, si se emplean pórticos sin muros de corte, el diseño de las columnas estará determinado por los momentos del sismo, en lugar de la carga de gravedad, con la excepción de columnas las cuales carguen luces significativas.

$$A_c = \frac{P(\text{Servicio})}{0,45 * f'_c} \quad (2.4)$$

y para columnas esquineras o exteriores, las cuales reciben menos carga axial:

$$A_c = \frac{P(\text{Servicio})}{0,35 * f'_c} \quad (2.5)$$

Siendo:

A_c : área de la columna (cm^2)

P : Carga axial (kg)

f'_c : Resistencia del concreto (kg/cm^2)

El dimensionamiento de estas secciones está ligado a la carga que es aplicada y determinada por el metrado de cargas. Se utilizó como ejemplo de cálculo a la columna que se encuentra en la intersección del eje B con el eje 2 y a la ecuación 2.4. Para el metrado de la columna, se determinó el área tributaria y luego multiplico por el factor de $1 ton/m^2$ (incluye sobrecarga y piso terminado) por facilidad de cálculo. Los resultados del metrado de carga (tabla 2.5) verifican que nuestra columna B-2 se encuentra correctamente predimensionada con una dimensión de $0,30,100 m^2$.

Tabla 2.5: Metrado de cargas preliminares

<i>Piso</i>	A_T m^2	$A_{T_{acum}}$ m^2	P_{acum} $ton.f$	A_{min} cm^2	A_{col} cm^2
Piso 7	20.9	20.9	20.9	221.16	3000
Piso 6	20.9	41.8	41.8	442.33	3000
Piso 5	20.9	62.7	62.7	663.49	3000
Piso 4	20.9	83.6	83.6	884.66	3000
Piso 3	20.9	104.5	104.5	1105.82	3000
Piso 2	20.9	125.4	125.4	1326.98	3000
Piso 1	20.9	146.3	146.3	1548.15	3000

2.6. Predimensionamiento de placas

La función principal de las placas es absorber las fuerzas y momentos generados por los sismos. Una estructura puede prescindir de estas si es que se desea que los pórticos reciban la totalidad de la carga. Sin embargo, en un país altamente sísmico, prescindir del uso de placas incrementa las probabilidades de falla de una estructura durante uno de estos eventos debido a su poca rigidez.

Según el artículo 22.6.6.2 de la norma E.060, el espesor de los muros de corte no debe ser menor a $0,15 m$ (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c). Debido a que las placas se encuentran aisladas de toda la estructura, se empleara un espesor de $0,20 m$ ya que

no es necesario la formación de porticos y se puede emplear vigas de $0,20\text{ m}$ por $0,50\text{ m}$.

De esta manera, el predimensionamiento escogido para el desarrollo de este trabajo de diseño se encuentra en la figura 2.3. Esta estructuración y predimensionamiento esta conformado por losas de $0,20\text{ m}$ de espesor, vigas de $0,30\text{ m}$ por $0,50\text{ m}$ de base por altura, columnas rectangulares, “L” y “T” de espesor $0,30\text{ m}$ y $1,00\text{ m}$ de largo en cada dirección, placas de $0,20\text{ m}$ de espesor y vigas en volado de $0,20\text{ m}$ por $0,50\text{ m}$ de base por altura.

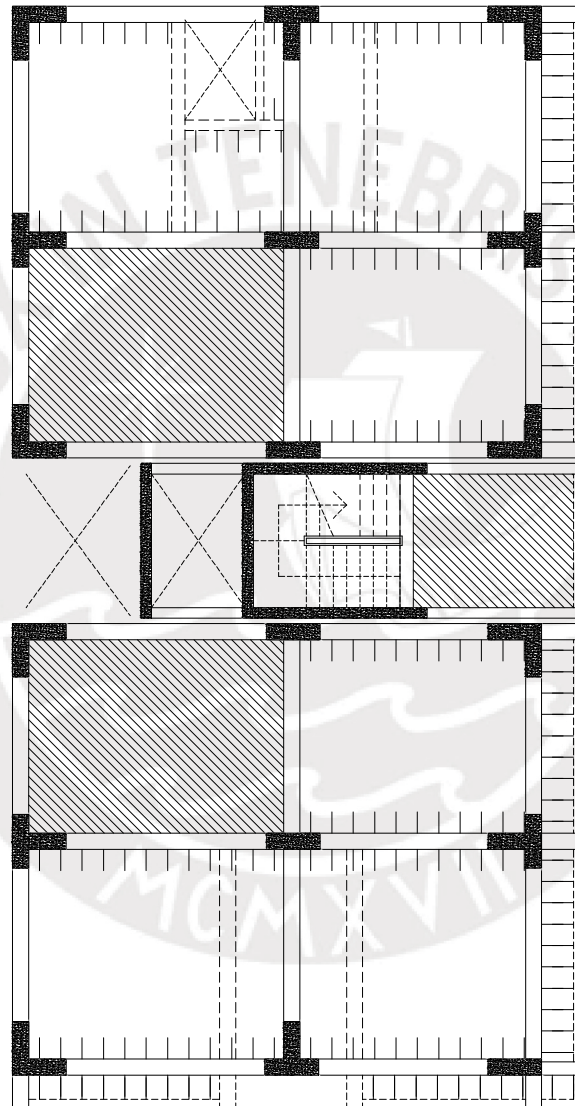


Figura 2.3: Estructuración de planta típica

Capítulo 3

Metrado de cargas de gravedad

En este capítulo, las cargas muertas y vivas serán calculadas. Estas son determinadas en función al área tributaria actuante sobre el elemento a calcular. Este procedimiento será desarrollado en el orden de transferencia de cargas. El orden de metrado será el siguiente: primero losas aligeradas y macizas, luego vigas peraltadas y chatas, y finalmente columnas y placas.

3.1. Cargas a utilizar

Según las definiciones establecidas (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006a), una carga es una fuerza u acción resultante de los materiales de construcción, ocupantes y sus pertenencias, efectos del medio ambiente, movimientos diferenciales y cambios dimensionales restringidos. Las cargas están categorizadas en función a su procedencia o causa:

- Carga muerta (C_m):

Es el peso de los materiales, dispositivos de servicio, equipos, tabiques y otros elementos soportados por la edificación, incluyendo el peso de la misma. Estas cargas se asumen permanentes con una variación mínima en el tiempo.

- Carga viva (C_v):

Es el peso de los ocupantes, materiales, equipos, muebles y otros elementos soportados

por la edificación. Estas cargas son temporales y pueden ser alterables.

- Carga de sismo (C_s):

Es la fuerza ejercida sobre una estructura por causa de los movimientos sísmicos.

El resultado de la suma de los productos de los factores de amplificación y efectos de carga varían dependiendo de las solicitudes. Estos factores dependen del tipo de cargas a considerar. Estas combinaciones son se encuentran detalladas en el capítulo de requisitos de resistencia y servicio de la Norma E.060 (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c) y son las siguientes:

- Cargas muertas y vivas

$$U = 1,4 \times C_m + 1,7 \times C_v \quad (3.1)$$

- Cargas de viento

$$U = 1,25 \times (C_m + C_v \pm C_{vi}) \quad (3.2)$$

$$U = 0,9 \times C_m + 1,25 \pm C_{vi} \quad (3.3)$$

- Cargas de sismo

$$U = 1,25 \times (C_m + C_v) \pm C_s \quad (3.4)$$

$$U = 0,9 \times C_m + 1,25 \pm C_s \quad (3.5)$$

- Empuje de lateral de suelos

$$U = 1,4 \times C_m + 1,7 \times C_v + 1,7 \times C_e \quad (3.6)$$

$$U = 0,9 \times C_m + 1,7 \times C_e \quad (3.7)$$

- Cargas de líquidos

$$U = 1,4 \times C_m + 1,7 \times C_v + 1,4 \times C_l \quad (3.8)$$

3.2. Metrado de losas aligeradas

La sección de la losa aligerada elegida es de 0,20 m de alto cada 0,40 m. Acorde a la norma E020, el peso unitario correspondiente a la losa es de 300 kg/cm² y el piso terminado de 0,05 m corresponde a 100 kg/cm². Con el esquema obtenido de la figura 2.2, realizamos el metrado para el espaciado correspondiente a una vigueta.

Tabla 3.1: Metrado de cargas de gravedad en las losa aligerada tradicionales

Losa aligerada			
Elemento	Carga tonf/m ²	Espaciado m	Carga Distribuida tonf/m
Peso propio	0.300	0.40	0.120
Piso terminado	0.100	0.40	0.40
Tabiquería	0.150	0.40	0.60
Sobrecarga	0.200	0.40	0.080

Las cargas por tipo de elemento obtenidas en la tabla 3.1 se suman de forma correspondiente a los elementos inertes (carga muerta) y a los variables (carga viva). Las cargas muertas y vivas son los factores que serán amplificados en las ecuaciones mencionadas en la sección 3.1; los valores de esta se encuentran detallados en la tabla 3.2.

Tabla 3.2: Carga muerta y viva de la losa aligerada

Carga muerta	0.220 tonf/m
Carga viva	0.080 tonf/m

Las losas son diseñadas en función a sus cargas de gravedad debido a que no resisten cargas de sismo. Por otro lado, debido a que estas losas se encuentran reforzadas en una dirección, es adecuado asumir que la transferencia de cargas de gravedad serán resistidas en la dirección del armado de acero. Adicionalmente, es necesario considerar una alternancia de las cargas vivas para obtener una envolvente de cargas más adecuada a la realidad.

Modelo matemático

Como modelo representativo, se eligió la franja de aligerado entre el eje A y C (ver figura 3.1) para las cargas expuestas en la tabla 3.2.

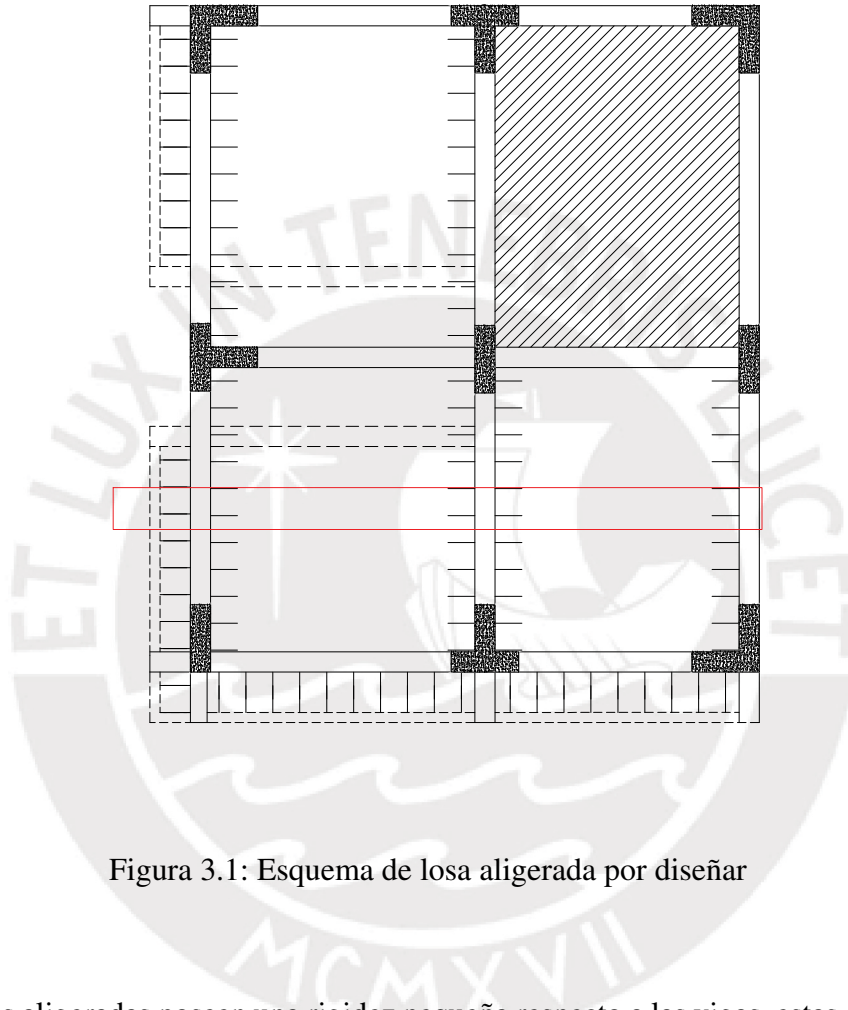


Figura 3.1: Esquema de losa aligerada por diseñar

Como las losas aligeradas poseen una rigidez pequeña respecto a las vigas, estas son modeladas como simplemente apoyadas. Así también, las losas son analizadas para una franja de espesor de $0,40\text{ m}$ (ver figura 3.2 y 3.3).

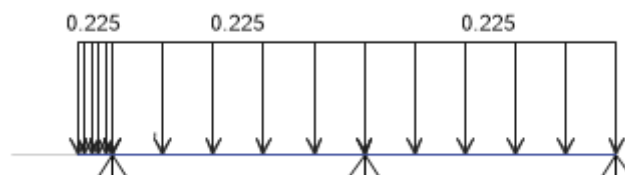


Figura 3.2: Disposición de carga muerta en la losa aligerada diseñada (tonf/m).

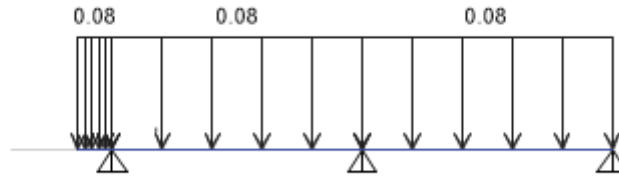


Figura 3.3: Disposición de carga viva en la losa aligerada diseñada ($ton.f/m$).

3.3. Metrado de losas macizas

Las losas macizas poseen un comportamiento bidireccional dependiendo de la relación entre sus dimensiones. En el presente proyecto, las dimensiones de las losas macizas indican que estas se comportaran como un elemento bidireccional. El paño por diseñar de la losa maciza se encuentra en las proximidades de la placa del ascensor (ver figura 3.4)

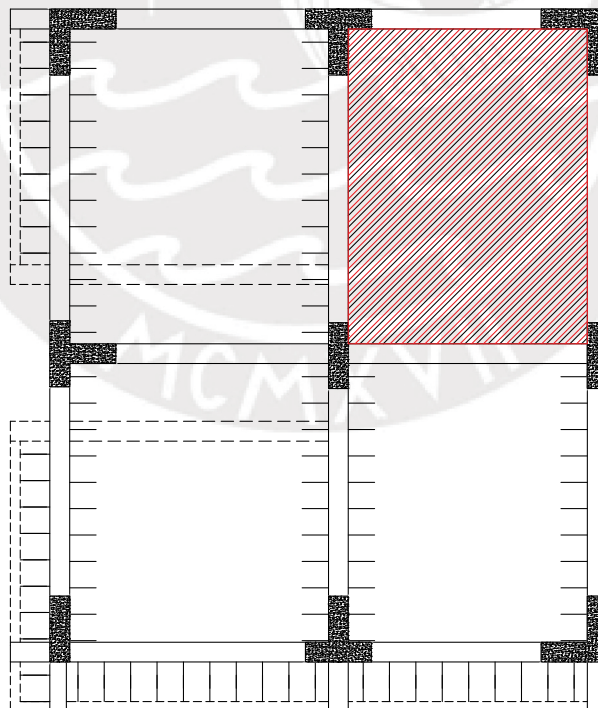


Figura 3.4: Esquema de losa maciza por diseñar

Tabla 3.3: Metrado de cargas de gravedad en las losas macizas

Peso propio	0.480 $tonf/m^2$
Piso terminado	0.100 $tonf/m^2$
Tabiquería móvil	0.150 $tonf/m^2$
Sobre carga	0.200 $tonf/m^2$

Tabla 3.4: Carga muerta y viva de la losa maciza

Carga muerta	0.730 $tonf/m^2$
Carga viva	0.200 $tonf/m^2$

Con las cargas calculadas en la tabla 3.4 se realizará la combinación de carga para determinar las fuerzas cortantes y momentos flectores últimos para las direcciones X e Y. La norma propone una manera de obtener estos resultados mediante el uso de coeficientes y condiciones de apoyo. Sin embargo, para este trabajo se utilizará el método de elementos finitos para la determinación de las demandas de resistencia.

3.4. Metrado de vigas peraltadas

El metrado de las vigas peraltadas se realizan mediante la determinación de áreas tributarias y los patrones de cargas que estas poseen. Con los patrones de carga y áreas tributarias determinadas, se obtienen los diagramas utilizados para el análisis y diseño de estos elementos. La viga por evaluar se encuentran señalada en la figura 3.5.

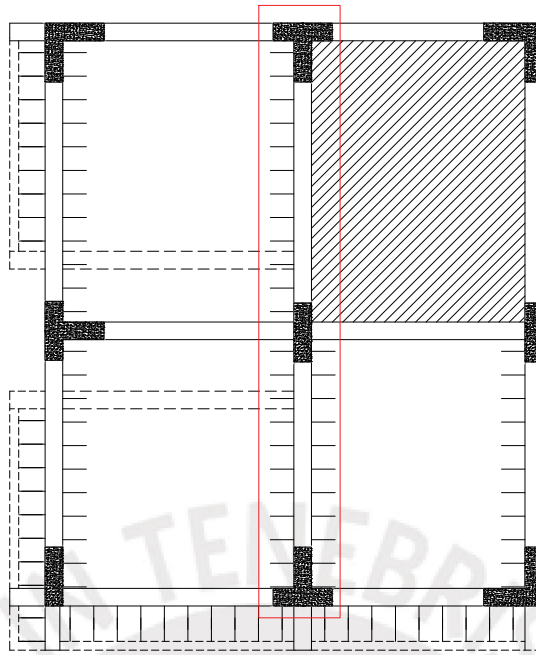


Figura 3.5: Esquema de viga peraltada por diseñar

Las losas aligeradas tradicionales se distribuyen de manera simétrica entre dos apoyos. Por otro lado, las losas macizas distribuyen su carga en forma de sobre a todos sus apoyos. Utilizando los metrados de cargas de las losas aligeradas (ver tabla 3.2) y losas macizas (ver tabla 3.4) podemos agilizar el proceso de metrado multiplicando por el ancho tributario. Las áreas tributarias correspondientes para la viga ubicada en el eje B se aprecian en la figura 3.6.

La viga que se encuentra a lo largo del eje 02 es simétrica respecto al eje “Y” y no posee área tributaria. Las cargas predominantes sobre esta viga provienen por los efectos de sismo que están detallados en el capítulo 4 y 5.

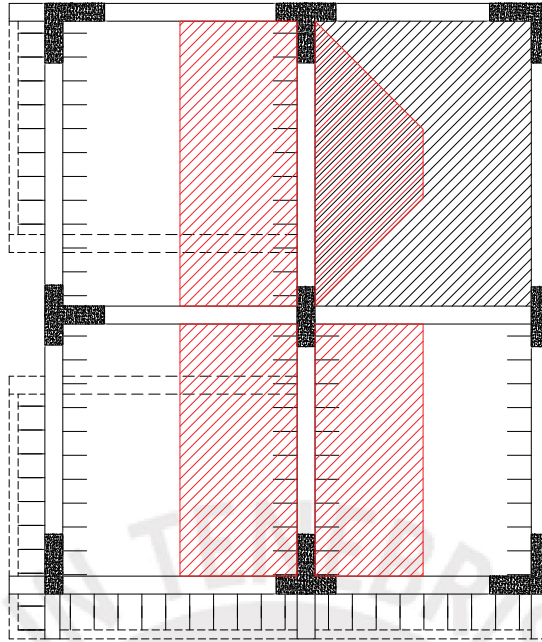


Figura 3.6: Área tributaria de la viga peraltada en el eje B

Se elabora el modelo de análisis simplificado para la viga peraltada del eje B ilustrado en las figuras 3.7 y 3.8. Se hizo el modelo de análisis simplificado a manera de ilustración; sin embargo, usaremos un modelo de análisis tridimensional para facilitar la interacción de las vigas con las fuerzas de sismo en distintos niveles.

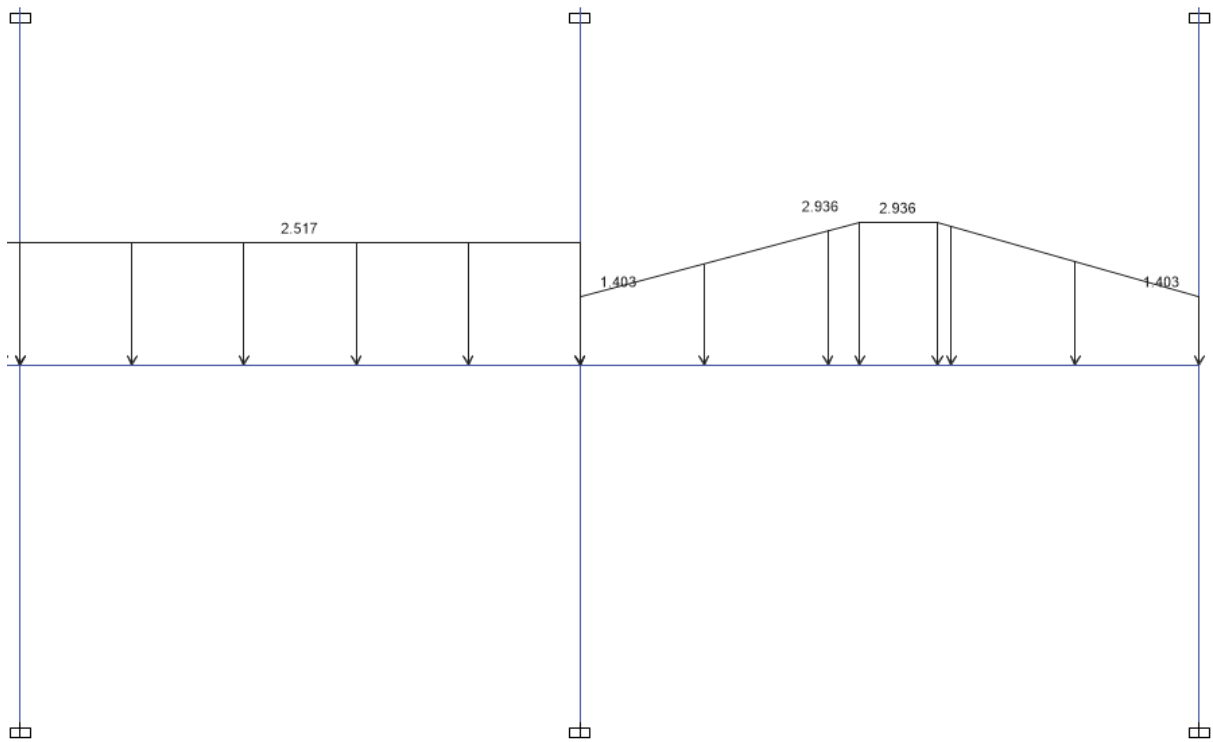


Figura 3.7: Disposición de carga muerta en viga peraltada ($tonf/m$ y $tonf$)

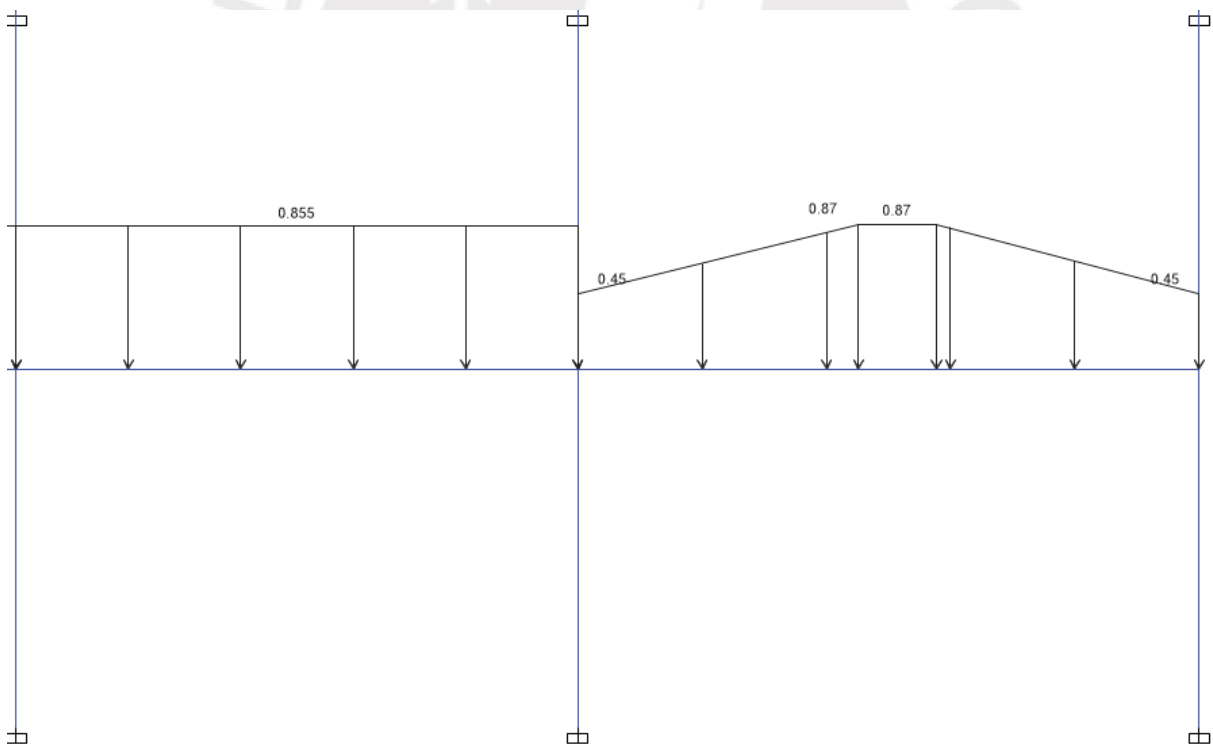


Figura 3.8: Disposición de carga viva en viga peraltada ($tonf/m$ y $tonf$)

3.5. Metrado de columnas y placas

Las cargas de gravedad a las que se encuentran sometidas las columnas son acumuladas a lo alto de la estructura. La acumulación de cargas se genera a causa del área tributaria distribuida a lo alto de los pisos. Debido a la acumulación viva a lo alto de los pisos, la norma admite la reducción de carga viva para el diseño de sus elementos, utilizando como límite superior la reducción de hasta un 50 % de la carga viva. Sin embargo, las columnas no serán diseñadas con la reducción de carga viva debido a que es posible que toda la carga viva sea aplicada durante ciertos momentos del día al ser una vivienda multifamiliar.

La columna a diseñar será la columna C-02 (rojo) que se encuentra en el eje “B” y “02”.

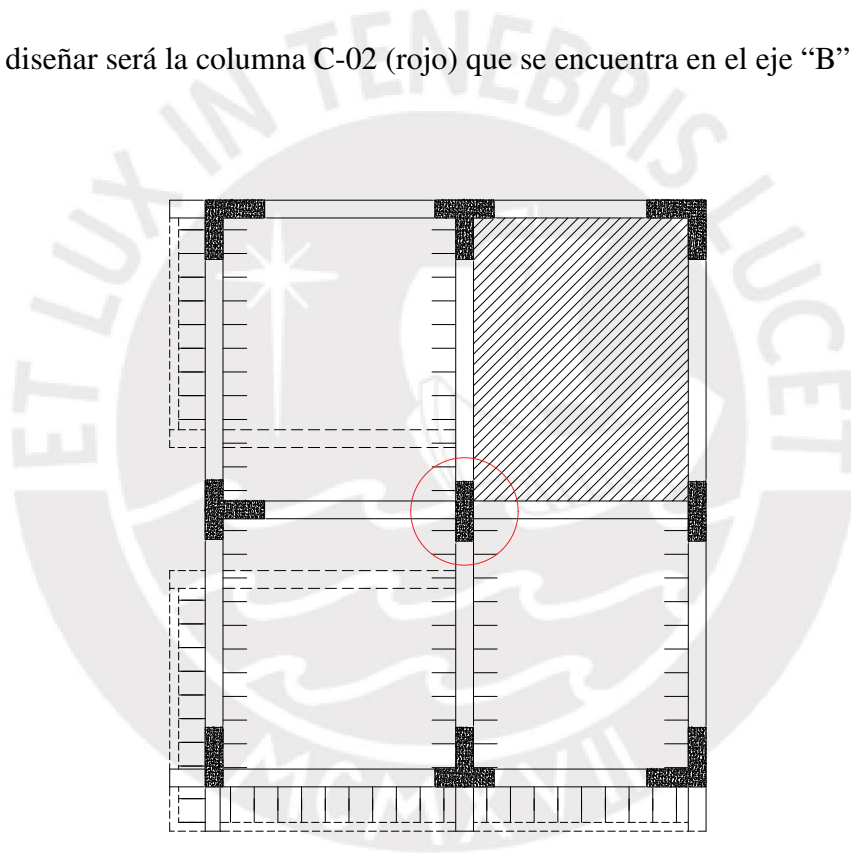


Figura 3.9: Esquema de columna por diseñar

Para el desarrollo del metrado de una columna, se realiza la delimitación del área tributaria de la columna C-02 y con los resultados de la tabla 3.2 y 3.4 obtenemos las cargas a utilizar para el análisis y diseño de la columna.

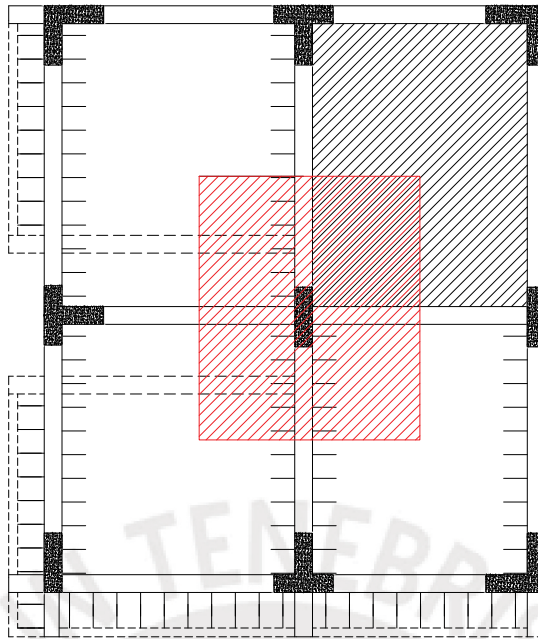


Figura 3.10: Área tributaria de elementos de apoyo vertical (rojo)

Tabla 3.5: Metrado de carga de gravedad de columna C-02

Nivel	Elemento	Área m^2	Carga Muerta $tonf/m^2$	Carga viva $tonf/m^2$	P muerta $tonf$	P viva $tonf$
Piso 1	Vigas	2.07	1.20	0.20	2.48	0.41
	Losa aligerada	13.85	0.55	0.20	7.62	2.77
	Losa maciza	4.85	0.73	0.20	3.54	0.97
	Columna	0.30	7.92	0.00	2.38	0.00
Piso 2-6	Vigas	2.07	1.20	0.20	2.48	0.41
	Losa aligerada	13.85	0.55	0.20	7.62	2.77
	Losa maciza	4.85	0.73	0.20	3.54	0.97
	Columna	0.30	6.24	0.00	1.87	0.00
Piso 7	Vigas	2.13	1.20	0.10	2.56	0.21
	Losa aligerada	18.70	0.55	0.10	10.29	1.87
	Losa maciza	0.00	0.73	0.10	0.00	0.00
	Columna	0.30	6.34	0.10	1.90	0.03

Se determinó que el área tributaria es de $20,90 m^2$ en los siete pisos. Esta medición se realizó sin considerar la abertura de ventilación, lo cual supone una reducción mínima en la carga total. Sumando las cargas determinadas en la tabla 3.5 por la cantidad de pisos y peso propio de la columna, obtenemos los resultados del metrado resumidos en la tabla 3.6.

Tabla 3.6: Carga muerta y viva de columna

Piso	Carga muerta de entrepiso <i>ton.f</i>	Carga viva de entrepiso <i>ton.f</i>	Carga muerta acumulada <i>ton.f</i>	Carga viva acumulada <i>ton.f</i>
Piso 7	14.75	2.11	14.75	2.11
Piso 6	15.59	4.17	30.33	6.28
Piso 5	15.59	4.17	45.92	10.45
Piso 4	15.59	4.17	61.51	14.61
Piso 3	15.51	4.15	77.02	18.77
Piso 2	15.51	4.15	92.53	22.92
Piso 1	16.02	4.15	108.55	27.07
		Base	108.55	27.07



Capítulo 4

Análisis sísmico

Debido a que el Perú se encuentra en una zona altamente sísmica, es necesario realizar los diseños estructurales (o las verificaciones) acordes a las demandas de las cargas sísmicas. Los objetivos de la ingeniería a prueba de sismos colocan a la preservación de la vida, la continuidad de los servicios básicos y la minimización de daños estructurales como prioridad (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b). Actualmente, es imposible alterar el peligro sísmico de Perú; sin embargo, la vulnerabilidad puede ser manejada con la finalidad de reducir el riesgo sísmico (Muñoz, 2021).

Para realizar un análisis sísmico adecuado, recurriremos a la norma E.030 y a sus lineamientos. En este capítulo, desarrollaremos de una manera jerárquica las variantes en el análisis sísmico. Primero, los factores del peligro sísmico serán explicados y determinados para el proyecto de estudio. Segundo, las propiedades del edificio serán caracterizadas acorde a su categoría, sistema estructural y configuración de planta. Tercero, el análisis estructural a desarrollar comprenderá el modelo estructural, análisis estático y análisis dinámico. Finalmente, se realizará la validación de la estructura.

4.1. Peligro sísmico

Existen múltiples variables en el análisis sísmico. Las variables desarrolladas en esta sección corresponden a las características del suelo en el cual se encuentra el proyecto. Estas variables se encuentran definidas en la norma E.030.

4.1.1. Factor de zonificación (Z)

A lo largo del tiempo, estos factores han ido variando debido a estudios intensivos de las aceleraciones en estas zonas. Actualmente, el Perú se encuentra con cuatro zonas características y el valor de Z corresponde a las aceleraciones de sismos con un retorno a 475 años sobre un suelo bueno.

La selección del factor de zona Z dependerá de la ubicación del proyecto. El valor correspondiente del factor Z por zona es encontrado en el capítulo *II* de la norma E.030. Para el caso de estudio, el proyecto se encuentra en el distrito de los Olivos (Lima). Lima se encuentra en la zona 4, la cual corresponde a un factor Z de 0,45 (Ver tabla 4.1).

Tabla 4.1: Factores de zona Z

Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	1

Fuente:Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b

4.1.2. Perfil de suelo (S_i)

Una constante en el análisis sísmico es el tipo del perfil del suelo. Este parámetro es relacionado con el efecto que tiene el suelo para amplificar o reducir las aceleraciones. La categorización del suelo en el cual la estructura se cimienta es determinada mediante un estudio de mecánica de suelos o informe técnico de suelos dependiendo de la envergadura del proyecto. Este debe ser analizado debido a los efectos de sitio y a fenómenos como la licuefacción. Existen cinco

perfiles de suelo acorde a la norma E.030:

- S_0 : Roca dura
- S_1 : Roca o suelos muy rígidos
- S_2 : Suelos intermedios
- S_3 : Suelos blandos
- S_4 : Condiciones excepcionales

Estos suelos son caracterizados mediante un estudio de mecánica de suelos y sus procedimientos correspondientes. Para el caso de estudio, el perfil de suelo en el que se encuentra cimentado corresponde a uno de roca o suelos muy rígidos (S_1).

4.1.3. Parámetros de sitio (S , T_P , T_L)

Un sismo se desplaza a través del suelo y todos sus estratos. Dependiendo de su periodo y los estratos que atraviese, el sismo se puede ver atenuado o amplificado (Muñoz, 2021). El factor S modifica la aceleración máxima presentada en el foco del evento sísmico. Es decir, un sismo con una aceleración Z en el foco llegará a la superficie con una aceleración $Z.S$.

Adicionalmente, un sismo no solo es caracterizado por su magnitud, sino, también, por su periodo. La acotación de los rangos de periodos es importante porque de esta forma podemos determinar el comportamiento de aceleraciones espectrales de la estructura. El periodo T_P corresponde a un periodo base o plataforma y corresponde hasta qué periodo de sismo se presentará a una amplificación sísmica máxima (ecuación 4.1). Por otro lado, el periodo T_L corresponde al final del espectro de aceleraciones para el cual los sismos se ven atenuados.

Tabla 4.2: Factor de suelo S

	S_0	S_1	S_2	S_3
Z_4	0.80	1.00	1.05	1.10
Z_3	0.80	1.00	1.15	1.20
Z_2	0.80	1.00	1.20	1.40
Z_1	0.80	1.00	1.60	2.00

Fuente:Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b)

Tabla 4.3: Periodos en función al perfil del suelo (T_P y T_L)

	S_0	S_1	S_2	S_3
T_P (s)	0.3	0.4	0.6	1
T_L (s)	3	2.5	2	1.6

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b

Para el caso de estudio, se ingresan en las tablas 4.2 y 4.3 los valores de factor de zona Z_4 y un perfil de suelo S_1 previamente determinados. De esta forma, el valor del parámetro de sitio S a usar es de 1, y los valores de T_P y T_L son 0,4 y 2,5 segundos respectivamente.

4.1.4. Factor de amplificación sísmico (C)

Continuando con la interpretación de los parámetros sísmicos hechos en la subsección 4.1.3, el factor de amplificación sísmico C es aquel factor que transforma la aceleración del suelo en la aceleración de la estructura; el cálculo de este factor dependerá del período de la estructura.

Si $T < T_P$, entonces:

$$C = 2,5 \quad (4.1)$$

Si $T_P < T < T_L$, entonces:

$$C = 2,5 * \frac{T_P}{T} \quad (4.2)$$

Si $T_L < T$, entonces

$$C = 2,5 * \frac{T_P \cdot T_L}{T^2} \quad (4.3)$$

4.2. Caracterización del edificio

En esta sección, se detallará la definición y la elección del factor de uso (U), sistema estructural, coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0) y factores de irregularidad (I_a, I_p) en el proyecto de estudio.

4.2.1. Factor de uso (U)

Durante un sismo, la continuación de servicios básicos, entre otros, son primordiales. Debido a la prioridad de que ciertas estructuras se mantengan operativas, la norma E.030 asignó un factor de seguridad U acorde al uso de cada edificación, siendo 4 el tipo de categorías existentes (A, B, C, D). Estas relaciones pueden ser encontradas en la tabla N.º 5 de la norma de diseño sismorresistente. El proyecto por diseñar es una edificación multifamiliar. El factor de uso a emplear es de 1,0 debido a que este edificio es categorizado como una edificación común (C).

4.2.2. Sistema estructural

El sistema estructural está definido por los materiales, elementos estructurales y la disposición de estos que brindan la rigidez necesaria durante un evento sísmico. Estas pueden ser estructuras de concreto armado, acero, albañilería, madera, tierra.

El concreto armado posee múltiples sistemas estructurales, tales como pórticos, muros estructurales, duales, y muros de ductilidad limitada. Para el caso de estudio, se empleó concreto armado como material de construcción y un sistema de pórticos.

Cada sistema estructural cuenta con un factor de reducción de fuerzas sísmica diferente. El sistema de pórticos requiere que los muros absorban un 20 % de la fuerza cortante basal para ser categorizados como tal.

4.2.3. Coeficiente básico de reducción de fuerzas sísmicas (R_0)

La norma E.030 cataloga las estructuras en función a su material y al sistema estructural que emplea. La relación entre el sistema estructural y el coeficiente básico de reducción R_0 se encuentra en la tabla N.º 7 de la norma de diseño sismorresistente. Para el caso de estudio, se asume que el sistema estructural es de pórticos para ambas direcciones cuyo coeficiente básico de reducción corresponde a 8.

Las dimensiones de los elementos verticales puede generar confusión respecto al sistema estructural, ya que puede ser considerado como una placa debido a su dimensión. No obstante, consideramos un sistema de pórticos debido al comportamiento a flexión compresión que estos elementos presentan (sección 5.5.3). También, la geometría de los elementos verticales cuentan con una relación mayor que 0.25 entre el ancho y largo de una columna para no ser considerado muro. .

$$R_0 = 8$$

4.2.4. Factores de irregularidad (I_a, I_p)

La regularidad de una estructura es importante debido a los efectos generados por la falta de esta. Las irregularidades pueden ser causadas por reducciones drásticas de la rigidez a lo alto de la estructura, como también por efectos de torsión, entre otros.

Con la finalidad de brindar un factor de seguridad a las estructuras en función a su distribución de elementos, la norma E.030 compiló las irregularidades que se desarrollan en altura de una estructura (ver tabla N.º 8 de la norma E.030) y en planta (ver tabla 9 de la norma E.030). Acorde a estas tablas, para cada tipo de irregularidad, se asigna factor correspondiente que afecta al factor de reducción.

Irregularidad de planta (I_p)

- Esquinas entrantes (0.9):

Existirá la irregularidad de esquina entrante cuando la dimensión de la esquina entrante

sea superior al 20 % de la dimensión de planta paralela a la dirección de la entrada. La estructura posee una abertura considerable en los ejes de la escalera. Se realiza la verificación de esquina entrante para esta apertura.

No existen esquina alguna dentro de cada diafragma debido a la estructuración de dos torres regulares.

- **Discontinuidad del diafragma (0.85):**

Existirá discontinuidad de diafragma cuando la planta posea una abertura mayor al 50 % del área bruta del diafragma o que el área transversal se vea reducida menor al 25 % de la sección total. No existen abertura alguna dentro de cada diafragma debido a la estructuración de dos torres regulares.

- **Irregularidad de torsión (0.75):**

La irregularidad de torsión será desarrollada la sección 4.3.4 mediante un espectro de pseudo-aceleraciones escalada al 75 % del factor *ZUCS*.

Irregularidad de altura (I_a)

Nuestra edificación no presenta irregularidades de altura del tipo de geometría vertical (0.9) porque las dimensiones de la planta son constantes a lo alto de la edificación, ni discontinuidad de sistemas resistentes (0.8) porque los diafragmas solo se encuentran a la altura de cada nivel de techo. Las verificaciones de irregularidades a corroborar son:

- **Irregularidad de rigidez - Piso blando (0.75)**

Existirá irregularidad de rigidez cuando la rigidez lateral de un piso sea menor al 70 % del piso inmediato superior o menor que el 80 % que el promedio de los 3 pisos inmediatos superiores. Es decir, la relación de rigideces entre el piso i_n y el piso i_{n+1} es menor a 0.7, o es menor al promedio de los pisos $n + 1, n + 2, n + 3$.

Tabla 4.4: Rigidez en la dirección X de análisis y verificación de piso blando

Piso	Rigidez X <i>ton.f/m</i>	Ratio > 70 %	Ratio promedio > 80 %
Piso 7	7428.0	-	-
Piso 6	12858.0	1.73	-
Piso 5	15054.4	1.17	-
Piso 4	16318.1	1.08	1.39
Piso 3	17850.2	1.09	1.21
Piso 2	21196.7	1.19	1.29
Piso 1	31600.1	1.49	1.71

Tabla 4.5: Rigidez en la dirección Y de análisis y verificación de piso blando

Piso	Rigidez Y <i>ton.f/m</i>	Ratio > 70 %	Ratio promedio > 80 %
Piso 7	9292.4	-	-
Piso 6	16324.2	1.76	-
Piso 5	19315.4	1.18	-
Piso 4	21095.4	1.09	1.41
Piso 3	23256.5	1.10	1.23
Piso 2	27906.6	1.20	1.31
Piso 1	42162.3	1.51	1.75

Como las relaciones de rigideces laterales encontradas no son menores al 70 % y 80 % respectivamente, determinamos que la estructura no presenta irregularidad de piso blando.

■ Irregularidad de masa (0.9):

Se calcularon las cargas de gravedad y adicionó una carga distribuida que representa el peso de los tabiques (150 kg/m^2). Con las masas por piso definidas, se procede a realizar la verificación de irregularidad de masa que estipula que la masa de un piso adyacente no puede ser superior en un 50 % que el piso de evaluado (no aplica para azoteas); será irregular en masa cuando el ratio sea mayor a 1.5

Tabla 4.6: Masa por piso

Piso	Masa <i>ton.f – s²</i>	Ratio < 1,5
Piso 7	7.9	-
Piso 6	11.1	0.71
Piso 5	11.1	1.00
Piso 4	11.1	1.00
Piso 3	11.1	1.00
Piso 2	11.1	1.00
Piso 1	11.5	0.97

Con este análisis hecho, se determina que no existe irregularidad de peso debido a que todos los ratios cumplen con la condición de ser menores a 1.5 y de manera preliminar podemos presumir que la estructura es regular.

Con estos análisis descartados, nuestra estructura es regular de manera preliminar, con la irregularidad de torsión pendiente a ser verificada.

$$I_a = 1$$

$$I_p = 1$$

4.2.5. Coeficiente de reducción de la fuerza sísmica (R)

Acorde a la norma, el coeficiente de reducción de fuerza sísmica R es calculado por medio de la siguiente relación:

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p \quad (4.4)$$

Como los valores de R_0, I_a, I_p son iguales para ambas direcciones, el producto también lo será.

4.3. Análisis estructural

En esta sección, se realizará el modelado de la estructura en el programa ETABS 2018 con el fin de facilitar la obtención de información del comportamiento de la estructura para distintas combinaciones de cargas y factores.

Así mismo, el análisis sísmico será realizado para ambas direcciones acordes a los lineamientos del capítulo cuatro de la Norma E.030.

Se realizará análisis modal para la obtención de los periodos correspondientes para cada grado de libertad. Así también, la estimación de pesos por piso será calculado por el mismo programa en función a las cargas asignadas.

4.3.1. Modelos de análisis

En esta sección se desarrollarán las consideraciones utilizadas en el modelado de la estructura en el software ETABS; así también, los factores necesarios para realizar el análisis estático y análisis dinámico serán calculados para su posterior verificación.

Primero, se definió la resistencia del material a emplear, concreto de 210 kgf/cm^2 para los elementos aperticados, losas, placas estructurales, y acero de 4200 kgf/cm^2 . Segundo, se definieron los elementos estructurales, losas, pórticos y placas. Finalmente, se asignó la condición de apoyo de la estructura como empotrada debido al tipo de suelo sobre la que esta se encuentra.

Las cargas de las losas fueron asignadas manualmente; estas cargas incluyen el peso propio de estas, piso terminado, sobrecarga, y una carga distribuida correspondiente al peso total del tabique por unidad de área (150 kgf/m^2); esta carga fue determinada por medio de su volumen y densidad, 1800 kgf/m^3 para unidades de albañilería sólidas (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006a).

Para determinar los modos de vibración y su periodo, se utilizó la función de análisis modal. La estructura consta de 6 pisos de 2.6 metros de alto y el primer piso de 3.3 metros de alto. Así también, la estructura consta de 7 diafragmas rígidos. Un diafragma rígido posee 3 grados de libertad, 2 ortogonales y 1 rotacional; esto implica que existan 21 modos de vibración en el análisis modal. La norma E.030 sugiere en el artículo 28.4.1 una forma para determinar el periodo de vibración principal (ver ecuación 4.5).

$$T = \frac{h_n}{C_T} \quad (4.5)$$

Siendo:

h_n : 18.9; altura total del edificio

C_T : 35; para edificios de pórticos

Con la ecuación 4.5 aplicada; se obtiene un periodo principal de 0,54 s, este valor es empleado en el análisis estático. Con el periodo principal determinado, el factor de amplificación sísmico (C) puede ser calculado. Las ecuaciones descritas en la sección 4.1.4 permiten el cálculo para

cada dirección. El valor correspondiente al factor de amplificación sísmico corresponde a 2,38.

Adicionalmente, la norma provee otro método para el cálculo del periodo de la estructura. Esta expresión se encuentra en el artículo 28.4.2 de la norma de diseño sismo resistente. Los periodos que sean calculados de esta manera corresponderán a los modos cuyo principal desplazamiento sea de traslación. Los resultados obtenidos del periodo según la ecuación 4.6 son multiplicados por 0.85, acorde al artículo 28.4.3 de la norma E030, ya que no consideramos la rigidez de los elementos no estructurales en el modelo de análisis.

$$T = 0,85 \cdot 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2}{g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i}} \quad (4.6)$$

P_i : peso del piso

f_i : fuerza de cortante obtenida del análisis estático

d_i : desplazamiento de entrepiso debido a fuerza cortante

Los periodos obtenidos de la ecuación 4.6 serán utilizados para ajustar los resultados del análisis estático. También, el cociente entre “C” y “R” no puede ser menor a 0,11. Entonces, si el cociente de las variables previamente determinadas son menor a 0,11, el valor de “C” será $0,11R$.

4.3.2. Análisis estático

Para el análisis estático, la fuerza cortante del sismo está en función de los factores determinados en las secciones 4.1 y 4.2. Estos valores se encuentran resumidos en la tabla 4.19. Acorde al artículo 28.2 de la norma E.030, la fuerza cortante esta determinada por la siguiente expresión:

$$V = \frac{Z * U * C * S}{R} * P \quad (4.7)$$

La asignación de masas fue determinado por el tipo de estructura, tipo C. la estimación de peso (P) esta determinado por la suma de la carga muerta más el 25 % de la carga viva (Ministerio de

Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b). La masa determinada por cada piso se aprecia en la tabla 4.7 junto a la ubicación del centro de masa y rigidez correspondiente.

Tabla 4.7: Masas, centro de masa, y centro de rigidez

Piso	Masa <i>tonf – s₂/m</i>	XCM <i>m</i>	YCM <i>m</i>	XCR <i>m</i>	YCR <i>m</i>
Piso 7	7.3	3.61	4.34	0.00	0.00
Piso 6	9.9	3.84	4.56	0.00	0.00
Piso 5	9.9	3.84	4.56	0.00	0.00
Piso 4	9.9	3.84	4.56	0.00	0.00
Piso 3	9.9	3.84	4.56	0.00	0.00
Piso 2	9.9	3.84	4.56	0.00	0.00
Piso 1	10.0	3.85	4.55	0.00	0.00

Con los coeficientes sísmicos y peso de la estructura se calcula la cortante basal reducida (4.8) con la ecuación determinada en la norma E030 (ver la ecuación 4.7) .

Tabla 4.8: Masa de la estructura (*P*) y cortante basal sin reducir (*V*)

Masa	75.1 <i>tonf – s²/m</i>
V	788.6 <i>tonf</i>

Después de determinar la cortante basal, se procede a calcular la distribución de fuerzas cortantes por piso. Esta distribución de fuerzas cortantes, también, está determinado en la norma E.030. El artículo 28.3.1 de la norma en cuestión calcula las fuerzas horizontales por nivel mediante la siguiente ecuación:

$$F_i = \alpha_i * V \quad (4.8)$$

$$\alpha_i = \frac{P_i * (h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j * (h_j)^k} \quad (4.9)$$

Siendo:

$k = 1$ para T menores a 0.5

$k = (0,75 + 0,5 * T) \leq 2,0$ para T mayores a 0.5

Como el valor del periodo principal es menor a 0.5 segundos, el valor de k corresponde a 1,00. para la distribución de cortantes por piso, se aplicaron las formulas 4.9 y 4.8. Todos los resultados se encuentran calculados paso a paso entre las tablas 4.9 y 4.15.

Tabla 4.9: Fuerza cortante basal para R=1 distribuida por nivel

Piso	h m	H acum m	Peso ton.f	$P_i * (h_i)^k$ ton.f – m	α	Fi ton.f
Piso 7	2.60	18.90	78.0	1473.6	0.19	147
Piso 6	2.60	16.30	109.2	1779.2	0.23	178
Piso 5	2.60	13.70	109.2	1495.4	0.19	149
Piso 4	2.60	11.10	109.2	1211.6	0.15	121
Piso 3	2.60	8.50	109.2	927.8	0.12	93
Piso 2	2.60	5.90	109.2	644.0	0.08	64
Piso 1	3.30	3.30	112.6	371.6	0.05	37

Tabla 4.10: Desplazamientos (mm) de entrepisos para R=1 en la dirección X

Piso	Fi acum ton.f	Rigidez X ton.f/m	ΔX mm
Piso 7	147.0	7428.0	19.8
Piso 6	324.6	12858.0	25.2
Piso 5	473.8	15054.4	31.5
Piso 4	594.7	16318.1	36.4
Piso 3	687.3	17850.2	38.5
Piso 2	751.5	21196.7	35.5
Piso 1	788.6	31600.1	25.0

Tabla 4.11: Desplazamientos (mm) de entrepisos para R=1 en la dirección Y

Piso	Fi acum ton.f	Rigidez Y ton.f/m	ΔY mm
Piso 7	147.0	9292.4	15.8
Piso 6	324.6	16324.2	19.9
Piso 5	473.8	19315.4	24.5
Piso 4	594.7	21095.4	28.2
Piso 3	687.3	23256.5	29.6
Piso 2	751.5	27906.6	26.9
Piso 1	788.6	42162.3	18.7

Con las derivas (mm) calculadas se procede con el análisis para la verificación del periodo de vibración con la ecuación 4.6. Para este fin utilizaremos la fuerza del sismo sin factor de reducción (R=1) ya que el periodo es propio de la estructura y no un resultado de las fuerzas aplicadas.

Tabla 4.12: Calculo intermedio para el periodo de vibración en la dirección X

Piso	Fi <i>ton.f</i>	Masa <i>ton.f – s²/m</i>	Deriva X <i>mm</i>	$P_i * d^2$ <i>ton.f – m²</i>	$f_i d_i$ <i>ton.f – m</i>
Piso 7	147.0	7.9	19.8	3.5	305.6
Piso 6	177.5	11.1	25.2	3.8	325.0
Piso 5	149.2	11.1	31.5	2.6	227.1
Piso 4	120.9	11.1	36.4	1.5	140.8
Piso 3	92.6	11.1	38.5	0.7	72.8
Piso 2	64.3	11.1	35.5	0.2	28.2
Piso 1	37.1	11.5	25.0	0.0	7.2

Tabla 4.13: Periodo de vibración en la dirección X

$\sum_{i=0}^n P_i \cdot d_i^2$	12.43 <i>ton.f – m²</i>
$\sum_{i=0}^n f_i \cdot d_i$	1106.78 <i>ton.f – m</i>
T _{X-X}	0.57 <i>s</i>

Tabla 4.14: Calculo intermedio para el periodo de vibración en la dirección Y

Piso	Fi <i>ton.f</i>	Masa <i>ton.f – s²/m</i>	Deriva Y <i>mm</i>	$P_i * d^2$ <i>ton.f – m²</i>	$f_i d_i$ <i>ton.f – m</i>
Piso 7	147.0	7.9	15.8	2.1	236.0
Piso 6	177.5	11.1	19.9	2.3	250.3
Piso 5	149.2	11.1	24.5	1.6	174.5
Piso 4	120.9	11.1	28.2	0.9	107.9
Piso 3	92.6	11.1	29.6	0.4	55.8
Piso 2	64.3	11.1	26.9	0.1	21.8
Piso 1	37.1	11.5	18.7	0.0	5.8

Tabla 4.15: Periodo de vibración en la dirección Y

$\sum_{i=0}^n P_i \cdot d_i^2$	7.37 <i>ton.f – m²</i>
$\sum_{i=0}^n f_i \cdot d_i$	852.08 <i>ton.f – m</i>
T _{Y-y}	0.50 <i>s</i>

Se obtuvo que los periodos naturales traslacionales del edificio en las direcciones "X" y "Y" son aproximadamente 0,50 s en ambas direcciones. Contrastando este resultado con el resultado obtenido mediante la ecuación 4.5 se puede notar que es un valor similar a los obtenidos mediante el método simplificado.

4.3.3. Análisis modal

El análisis modal espectral es un método que permite predecir el comportamiento de edificaciones sometidas a cargas vibratorias, como los sismos. Este engloba los conceptos de los modos de vibración y espectros de pseudo aceleraciones. Los modos de vibración son las maneras en la que una estructura vibra en una frecuencia específica. Asimismo, las pseudo aceleraciones representan la aceleración que un edificio experimenta.

Para realizar este análisis, seguiremos el orden establecido por los artículos de la norma E.030. Primero, calcularemos los modos de vibración principales o aquellos cuyas masas efectivas representen el 90 % de la masa total. El porcentaje de masa participativa en cada dirección cumple con lo establecido (ver tabla 4.16).

Tabla 4.16: Masa participativa

	Porcentaje de Masa participativa
SumUX	100.00 %
SumUY	100.00 %
SumRZ	100.00 %

Se realizó el análisis modal para determinar los modos de vibración de la estructura. Acorde a la tabla 4.17, el primer modo de vibración es de rotación respecto a “Z”; el segundo, traslación en el eje “Y” y el ultimo, “X”. Es conocido que la forma de vibrar de un edificio solo depende de la masa y de su rigidez. Los últimos modos no representan un aporte significativo a las fuerzas dinámicas debido a su bajo porcentaje de masa. Sin embargo, es necesario que se cuente con el mínimo de masas efectivas.

Los periodos principales y su tipo de desplazamiento son resumidos en la tabla 4.17. Estos valores serán empleados para realizar el análisis sísmico. Contrastando estos resultados con los obtenidos en las tablas 4.13 y 4.15 , se concluye que los periodos de traslación obtenidos de manera dinámica y estática se encuentran próximos entre sí.

Tabla 4.17: Periodos y porcentajes de masa participante por modo de vibración

Dirección	Modal	masa participativa %	Periodo s
Traslación-X	1	0.72	0.70
Traslación-Y	2	0.66	0.61
Rotación-Z	3	0.68	0.47

4.3.4. Análisis de pseudo aceleraciones

La función de pseudo aceleración es similar al factor de cortante basal visto en la ecuación 4.7 como se puede apreciar en la ecuación 4.10. La pseudo aceleración es dependiente únicamente del periodo, ya que se encuentra vinculada con el factor de amplificación C .

$$S_a = \frac{Z * U * C * S}{R} * g \quad (4.10)$$

Para continuar con el análisis se construye un espectro sin reducir utilizando las ecuaciones 4.1, 4.2, 4.3, y se escala el espectro en un 75 % (análisis de derivas regular), 85 % (análisis de irregular), y en su factor de reducción R_0 para obtener obtienen los espectros vistos en la figura 4.1.

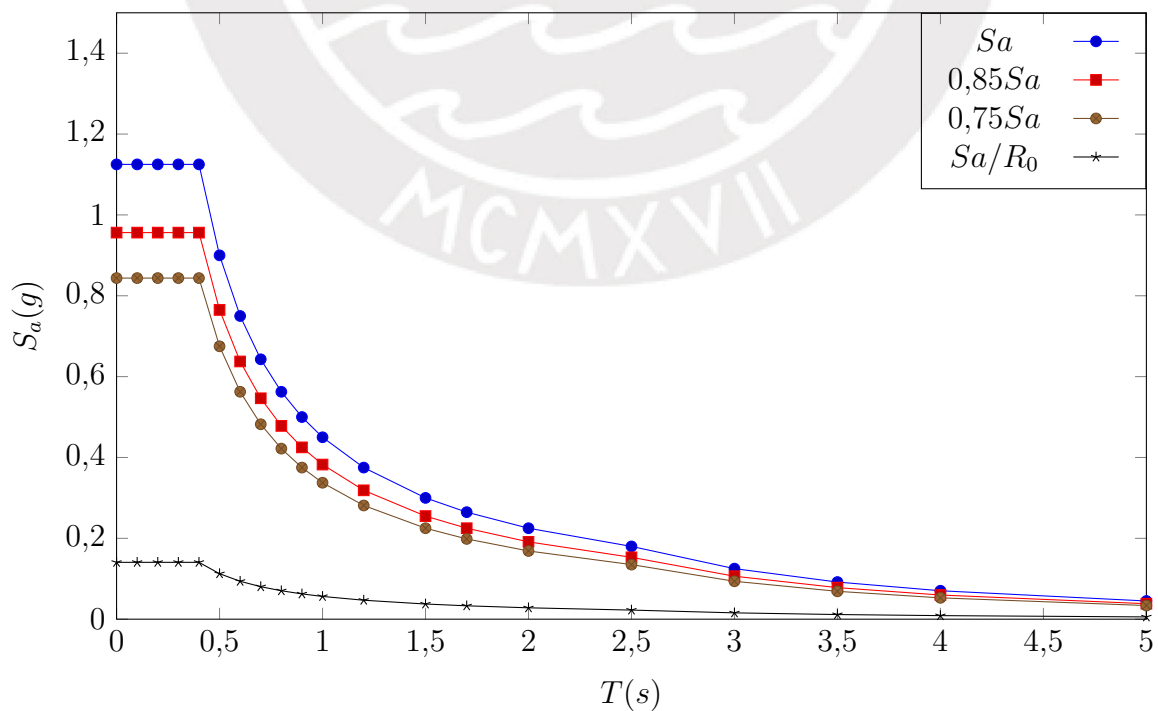


Figura 4.1: Espectro de pseudo-aceleraciones I

Una vez definidos los espectros de pseudo-aceleración, se realizó el control de derivas, verificación de torsión y separación entre edificios (s) con el espectro de deriva al 75 %, y se realizó la verificación de cortante mínima con el espectro de diseño (R) (ver figura 4.4) para determinar el factor de amplificación.

Finalmente, con los espectros amplificados obtendremos la verificación de sistema estructural y las fuerzas actuantes en cada piso. Con las últimas verificaciones obtenidas, se emplearon los resultados para el diseño de nuestros elementos estructurales.

Control de derivas, torsión, y junta sísmica

El control de derivas es necesario para evitar daños en los elementos no estructurales. Este control se realiza limitando la deriva máxima en cada piso y el coeficiente entre la máxima deriva y la deriva promedio (sección 4.2.4). Las derivas mencionadas para cada dirección de análisis por cada piso son apreciadas en la figura 4.2.

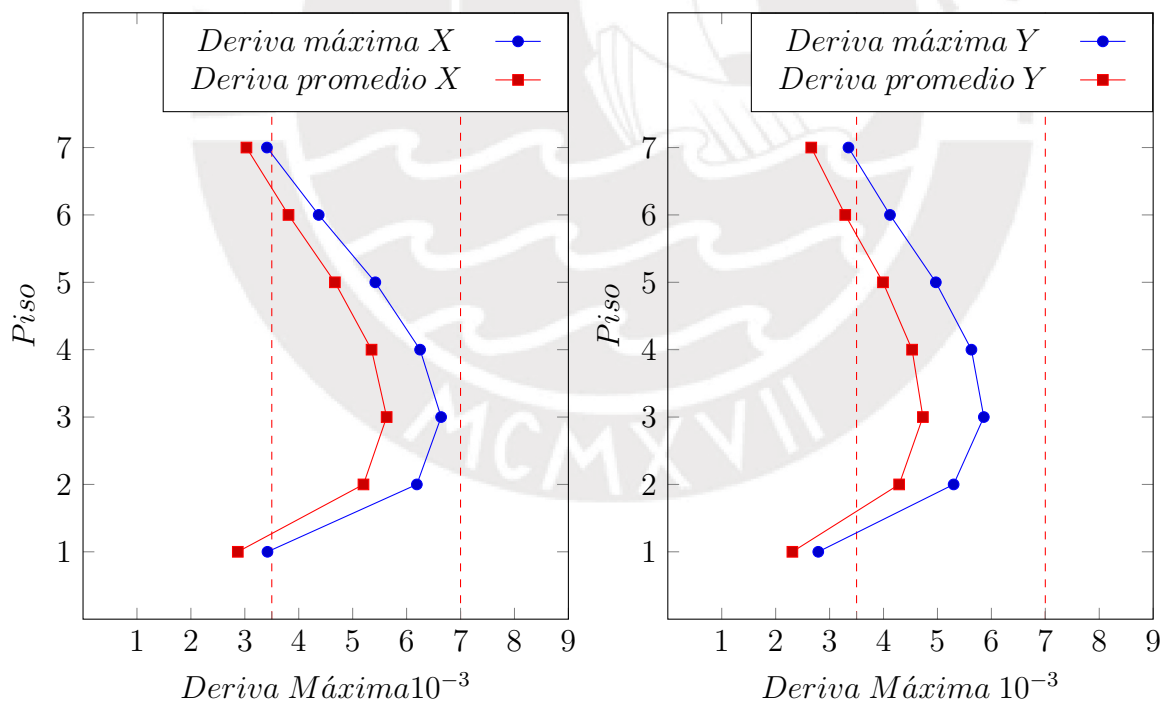


Figura 4.2: Derivas máximas y promedio

Para que exista irregularidad de torsión se debe cumplir dos condiciones. La primera condición es que la máxima deriva sea mayor al 50 % de la máxima deriva admisible ($7 * 10^{-3}$); y la segunda condición es que la máxima deriva de entrepiso sea mayor en un 30 % que la deriva

promedio de entrepiso para la misma condición de carga. En la figura 4.3 se encuentra el coeficiente entre derivas, el límite para que se considere una irregularidad de torsión, y el límite de torsión extrema.

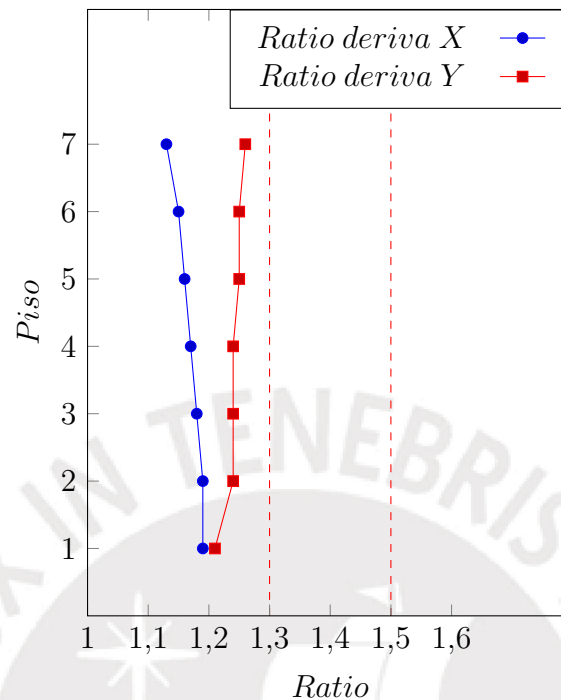


Figura 4.3: Relaciones entre deriva máxima y deriva promedio

La representación de la figura 4.3 indica que no existe torsión. Por otro lado, los resultados expuestos en la figura 4.2 muestran que las derivas en la dirección de análisis *Y* se encuentran próximas al límite permisible. Entonces, concluimos que el factor de reducción final, que está definido en la ecuación 4.4, es igual al valor de R_0 debido a que no presenta irregularidades.

$$R = 8 * 1 * 1 = 8$$

Así también, con este espectro se procede a determinar la separación entre edificios necesaria debido a efectos sísmicos. Para determinar la dimensión de la junta se utilizan las relaciones definidas en el artículo 30 de la norma de diseño sismorresistente. Como el edificio se encuentra rodeado en 2 de sus 4 lados con edificios que cumplen con el retiro reglamentario, el retiro mínimo será de la mitad del valor determinado. La norma no permite que la separación de edificios sea menor a:

$$s = 0,006 * h = 0,006 * 18,9 = 0,11 \text{ m} \geq 0,03 \text{ m}$$

$$s = \frac{11}{2} = 5,5 \text{ cm}$$

Así también, la junta debe ser mayor a los 2/3 del desplazamiento máximo para cada dirección.

$$\text{DesplazamientoMaxX} - X(\text{cm}) = 10,5 * 2/3 = 7$$

$$\text{DesplazamientoMaxY} - Y(\text{cm}) = 8,50 * 2/3 = 5,66$$

De esta manera se determina que el espaciamiento a emplear es el mayor calculado de los dos casos. Se utilizará la misma dimensión para ambos linderos. La dimensión de la junta sísmica a emplear es de **7 centímetros**. De igual forma, el espaciamiento que hay entre las torres y la escalera es de **10 centímetros**.

Verificación de cortante mínima y factor de escalamiento

Finalmente, se verifica el sistema estructural una vez que la irregularidad de torsión esté corroborada. Se verificó que la estructuración es regular debido a los efectos de torsión, por lo que el factor de reducción sísmico es $R = 8$.

Con el factor R se procede a comparar las cortantes de los efectos de sismo dinámico y estático. Para cada una de las direcciones, la cortante dinámica no puede ser menor que el 80 % de la cortante estática para estructuras regulares y 90 % para irregulares (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b).

Tabla 4.18: Factores de amplificación de espectros de pseudo-aceleraciones

Dirección	0.8 Caso estático	Caso dinámico	FE
Fx <i>tonf</i>	58.6	46.8	1.25
Fy <i>tonf</i>	66.6	48.9	1.36

De esta manera, se asignan los factores de amplificación a cada espectro por dirección de análisis.

sis. Adicionalmente, de manera ilustrativa, se representaron los espectros de diseño en una misma figura (ver figura 4.4) con el espectro reducido en R y sus factores de amplificación. Se logra observar que el espectro de pseudo aceleraciones para el factor R_0 se encuentra superpuesto con el espectro correspondiente a R debido a que ambos cuentan con el mismo factor.

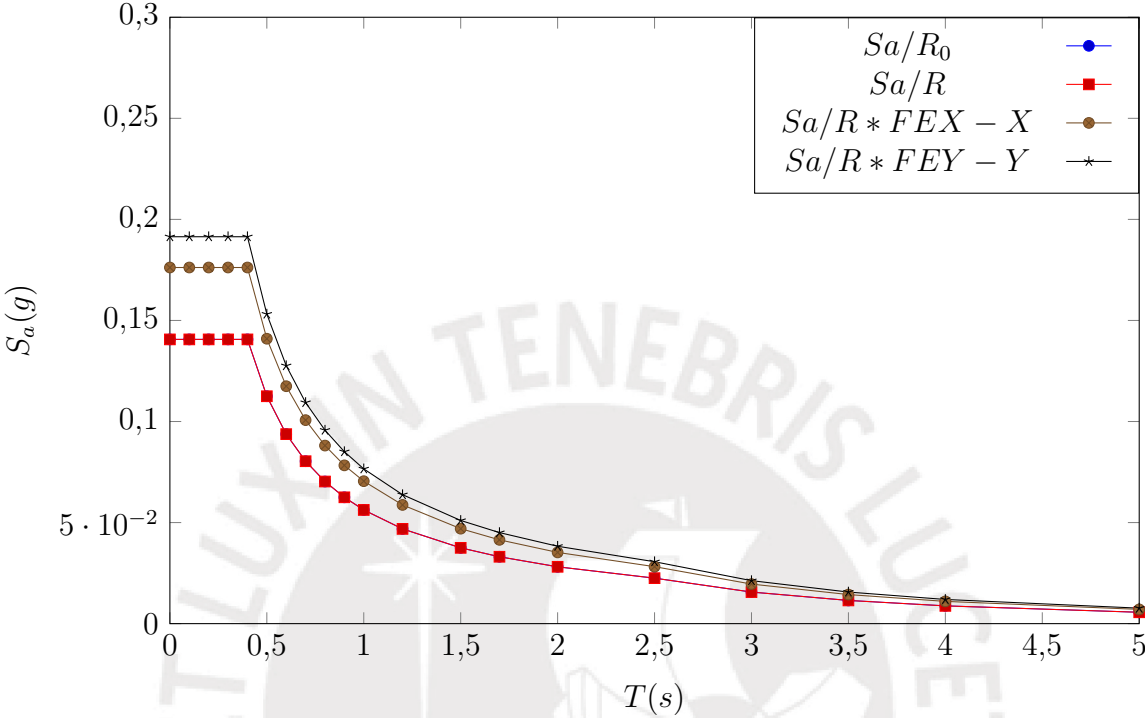


Figura 4.4: Espectro de pseudo aceleración amplificado

4.3.5. Resumen de capítulo

Para brindar una facilidad de referencia de los factores determinados en esta sección, se elaboró una tabla resumen (ver tabla 4.19).

Tabla 4.19: Resumen del análisis sísmico

Reglamento	E-030	
Factor de zona, Z	4	0.45
Factor de uso, U	C	U = 1
Factor de amplificación, C	C-x = 1.77	C-y = 2.01
Factor de suelos	S1	S = 1 Tp = 0.4 <i>seg</i> Tl = 2.5 <i>seg</i>
Categoría de edificaciones	Edificaciones comunes	
Dirección X-X		
Tx	0.566	<i>seg</i>
Vx	58.65	<i>ton.f</i>
Máxima deriva	6.64	10 ⁻³
R	8	
Dirección Y-Y		
Ty	0.497	<i>seg</i>
Vy	66.60	<i>ton.f</i>
Máxima deriva	5.86	10 ⁻³
R	8	



Capítulo 5

Diseño de elementos estructurales

5.1. Diseño por resistencia

Los métodos de diseño para estructuras de concreto armado han variado a lo largo del tiempo. Anteriormente, los elementos eran diseñados mediante los esfuerzos admisibles y cargas en el estado de servicio. Actualmente, las estructuras de concreto armado son determinadas mediante el método de diseño por resistencia y el control de fallas no deseadas mediante el diseño por capacidad. Este criterio emplea tres variables para su desarrollo (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c):

- Resistencia nominal (R_n):
Es la resistencia de una sección transversal siguiendo las hipótesis de diseño de la norma E.060 de concreto armado.
- Factor de reducción de resistencia(ϕ):
Es el factor el cual disminuye la resistencia nominal a la resistencia de diseño. Este factor varía dependiendo de las solicitaciones.
- Resistencia requerida (R_u):
Es la resistencia que una sección transversal debe tener para resistir las combinaciones amplificadas de cargas, momentos o fuerzas internas

El método de diseño por resistencia pondera las cargas actuantes dependiendo de su origen y las combina entre sí para dar como resultado a las demandas de resistencia. De esta forma, la resistencia que puede soportar una estructura debe ser mayor a la resistencia que se requiere. La expresión matemática de este método de diseño está mencionada en la ecuación 5.1 (Ottazzi Pasino, 2015) y encontrada en el capítulo 9 de la norma E.060. Además, para poder determinar la resistencia nominal es necesario conocer las propiedades geométricas de la sección y las propiedades mecánicas de los materiales que la componen.

$$\phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + C_3 * S_3 + \dots + C_n * S_n \quad (5.1)$$

Siendo:

$R_n\phi$: resistencia de diseño

C_i : factor de amplificación de carga

S_i : efectos de las cargas de servicios especificadas

Los factores de amplificación de carga y efectos de cargas de servicios son definidos en las ecuaciones 3.1, 3.4, 3.5 del capítulo 3. Por otro lado, los factores de reducción de resistencia (ϕ) para la determinación de la resistencia de diseño se encuentran en el mismo capítulo de las combinaciones de estas. Los factores de reducción (ϕ) se encuentran en la tabla 5.1:

Tabla 5.1: Factores de reducción (ϕ) acorde a la norma E.060

Solicitaciones	Factor de reducción (ϕ)
Flexión	0.9
Tracción y flexo-tracción	0.9
Cortante, torsión y cortante y torsión	0.85
Compresión y flexo-compresión	
Refuerzos espirales	0.75
Estribos	0.7
Aplastamiento en concreto	0.7
Zona de anclaje pos tensado	0.85

5.1.1. Diseño de elementos sometidos a flexión

La resistencia a flexión es calculada mediante una ecuación estática que comprende el equilibrio entre las fuerzas de tensión del acero y las fuerzas de compresión del concreto. Por otro lado, la

resistencia a la flexo-compresión o flexo-tracción sigue la misma línea de razonamiento con un cambio, que la suma de fuerza de compresión y tracción no se equilibran debido a la existencia de una fuerza axial.

$$M_n = T * \left((h - r) - \frac{a}{2} \right) \quad (5.2)$$

$$M_n = C_c * \left((h - r) - \frac{a}{2} \right) \quad (5.3)$$

Siendo:

M_n : Momento nominal

h : altura de la sección

r : recubrimiento del acero

a : profundidad del bloque de compresiones ($a = \beta_1 * c$)

Por otro lado, los aceros de refuerzo longitudinal elegidos deben cumplir con los límites de acero que son naturales de la sección diseñada.

Límites de acero de refuerzo

Para el diseño de un elemento de concreto armado es necesario delimitar los límites de acero que este puede soportar. Los límites de acero están determinados por la ductilidad del acero y el concreto. El rol del acero en el concreto armado es de brindar ductilidad al elemento resistente. Una elemento con poco acero de refuerzo presentará una falla del tipo dúctil debido a que el acero no puede igualar los esfuerzos del concreto. Por otro lado, una sección con un exceso de acero de reforzamiento tendrá una falla frágil debido a que el concreto fallara antes que el acero.

Se debe cumplir con la relación 5.4.

$$A_{smin} \leq A_{scol} \leq A_{smax} \quad (5.4)$$

El acero mínimo en tracción para secciones rectangulares y secciones T con el bloque de com-

presiones dentro del ala es determinado mediante la relación siguiente:

$$A_{s_{min+}} = 0,7 * \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} * b * d \quad (5.5)$$

Por otro lado, el acero mínimo en tracción puede ser determinado de manera general para cualquier sección mediante la ecuación 5.6 encontrada artículo 10.5.1 de la norma E060:

$$\phi M_{n_{min}} = 1,2 * M_{cr} \quad (5.6)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r * I_{gr}}{y}$$

El acero máximo será determinado como el 75 % del acero balanceado. La condición balanceada indica que ambos materiales empezaron la fluencia al mismo tiempo (ecuación 5.7).

$$\epsilon_s * c = \epsilon_{cu} * (d - c) \quad (5.7)$$

Cortes de acero

El corte de acero se realiza con la finalidad de no encarecer el diseño con material que no desarrollara esfuerzos. El punto del corte teórico se ubica en la zona en que el refuerzo a flexión ya no es necesario. Sin embargo, el acero requiere una longitud de anclaje para que se pueda desarrollar los esfuerzos de fluencia del acero. Entonces, el punto de corte teórico es extendido en una longitud que depende del diámetro, ubicación de la barra (cara superior o inferior), calidad del concreto, condición de anclaje (gancho o anclaje recto) entre otros que se encuentran especificados en la norma técnica peruana (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c).

Como referencia, las longitudes de anclajes rectos para momento positivo (L_d), momento negativo ($L'd$), longitud de gancho (L_{dg}) y 16 veces el diámetro del gancho ($16db$) se encuentran detalladas en la tabla 5.2.

Tabla 5.2: Longitudes de anclajes rectos y de gancho

Diámetro ϕ	Ld cm	$L'd$ cm	Lgd cm	$16db$ cm
8 mm	28	37	18	13
3/8"	34	44	21	15
1/2"	45	58	28	20
5/8"	56	73	35	26
3/4"	67	88	42	31
7/8"	98	127	49	36
1"	112	145	56	41
1 3/8"	157	204	79	56

Fuente: Ottazzi Pasino, 2015

Adicionalmente, la norma de concreto armado brinda indicaciones para el desarrollo de refuerzo para momentos positivos y negativos. La longitud del bastón será el mayor al máximo valor entre el punto de corte teórico extendido en la longitud máxima entre $12db$, d o $ln/16$ (más allá del punto de inflexión para momentos negativos) o la longitud de desarrollo detallada en la tabla 5.2 para el diámetro correspondiente.

$$\text{Longitud de bastón} = \max(\text{Punto de corte teórico} + \max(12db; d); Ld)$$

$$\text{Longitud de bastón} = \max(\text{Punto de corte teórico} + \max(12db; d; Ln/16); L'd)$$

Control de deflexiones

El control de deflexiones se realiza para evitar deformaciones excesivas que puedan influir de manera negativa en el funcionamiento y capacidad de carga de la estructura bajo condiciones de servicio. Las deflexiones son categorizadas en función a la carga que las generan y el análisis varía dependiendo de la magnitud del momento en servicio actuante. Adicionalmente, los límites de las deflexiones dependerán del tipo de elemento no estructurales que se apoyen sobre estos. Como límite emplearemos los correspondiente a las deflexiones inmediatas y diferidas.

Tabla 5.3: Deflexiones permisibles

Tipo de elemento	Límite
Pisos o techos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	$l/240$
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes	$l/480$

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c

Las deflexiones son calculadas mediante la ecuación 5.8 que proviene de una ecuación diferencial de segundo orden en función a la posición de un elemento que se comporta de forma elástica (Beer et al., 2010). Así también, estas se categorizan en dos tipos: inmediatas y diferidas. Las deflexiones inmediatas son generadas por la carga de servicio, mientras que las diferidas, por la carga en servicio **a lo largo del tiempo**.

$$\frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M(x)}{EI} \quad (5.8)$$

Por otro lado, el cálculo de las deflexiones también se puede realizar mediante las relaciones elásticas de resistencia de materiales (figura 5.1). Estas relaciones emplearán las inercias agrietadas o brutas dependiendo de las demandas de momentos en servicio actuantes y serán superpuestas para representar el caso evaluado. El factor ($\lambda\Delta$) de la ecuación 5.9 determina la influencia de la cuantía del acero en compresión (ρ') y el factor del tiempo (ξ) sobre la deflexión inmediata (figura 5.2).

$$\lambda\Delta = \frac{\xi}{1 + 50\rho'} \quad (5.9)$$

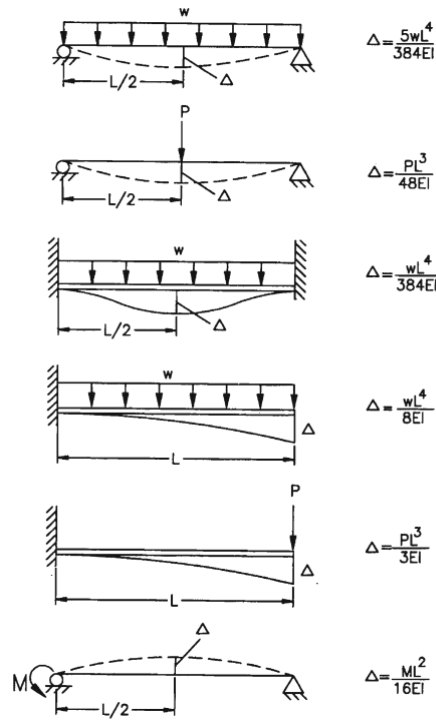


Figura 5.1: Relación de deflexiones
Fuente: Harmsen, 2017

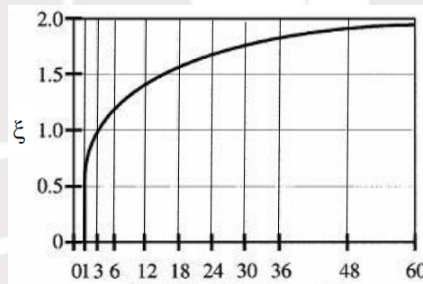


Figura 5.2: Factor de deflexión en meses
Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c

La inercia a emplear para el cálculo de la desviación vertical es calculada empleando la sección efectiva para el momento de servicio. Si el momento de servicio es menor al momento de agrietamiento, la inercia efectiva es calculada con la sección sin agrietar. Por otro lado, si el momento de servicio es mayor al momento de agrietamiento, la inercia efectiva es calculada con la sección transformada.

$$I_e \text{ Promedio} = (I_{e1} + I_{e2} + 2I_{e3})/4 \quad (5.10)$$

$$I_e \text{ Promedio} = (I_{e2} + 2I_{e3})/3 \quad (5.11)$$

Dado que la inercia puede ser variable a lo largo de la sección debido a la condición de agrietamiento, la inercia es considerada constante mediante una ponderación de las inercias al inicio (I_{e1}), final (I_{e2}) y centro (I_{e3}) del tramo. La ecuación 5.10 es utilizada para elementos continuos en ambos extremos, mientras que la ecuación 5.11 es utilizada en casos en los que el elemento será continuo en un extremo solamente.

5.1.2. Diseño de elementos sometidos a fuerzas cortantes

La resistencia a fuerzas de corte está suministrada por el acero paralelo a la dirección de corte y la sección de concreto.

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (5.12)$$

Siendo:

ϕ : 0.85

V_n : Resistencia al corte nominal

V_c : Resistencia del concreto al corte

V_s : Resistencia del acero al corte

La resistencia del concreto es calculada mediante ecuaciones empíricas y estas dependen de la condición de carga y geometría de la sección y serán detalladas en cada diseño a realizar.

Por otro lado, el aporte del acero está representado por la ecuación 5.13.

$$V_s = \frac{A_v * f_y * d}{s} \quad (5.13)$$

5.1.3. Diseño por capacidad

La metodología del diseño por capacidad es desarrollada con la finalidad de que no ocurran mecanismos de falla no deseados. Los sistemas de falla no deseados impiden que el sistema desarrolle la máxima resistencia brindada debido a que fallo por medio de otro mecanismo. De manera específica al diseño, se brinda una resistencia al corte lo suficientemente alta como para

que el elemento falle antes por los momentos flectores.

Este criterio de procurar una falla de flexión antes de corte es debido a que una falla de flexión ocurre de manera dúctil mientras que una falla de corte ocurre de manera frágil. Ante esta situación surge la pregunta: ¿qué momento flector se debería evaluar para impedir que el sistema falle por flexión antes que por corte? La respuesta a esta pregunta es: los máximos momentos que provoquen la fuerza cortante máxima, y estos son los momentos nominales en la dirección de análisis.

El tratamiento de los resultados dependerá del sistema estructural utilizado, como también de las demandas solicitadas. Dependiendo del sistema estructural, el factor de sobre-resistencia variará en cierta medida. Así también, se utilizará la fuerza de corte máxima obtenida de ambos criterios. De esta manera tenemos lo siguiente:

$$\Omega = 1,25$$

$$V^{u_{diseño}} = V_{max}(V_{pr}; V_u)$$

Criterio de capacidad en vigas

Para el diseño de fuerza cortante por capacidad en vigas se emplea la combinación de cargas de gravedad más crítica. En este caso, la combinación de carga más crítica para efectos de corte en eventos sísmicos está dado por la ecuación 3.4.

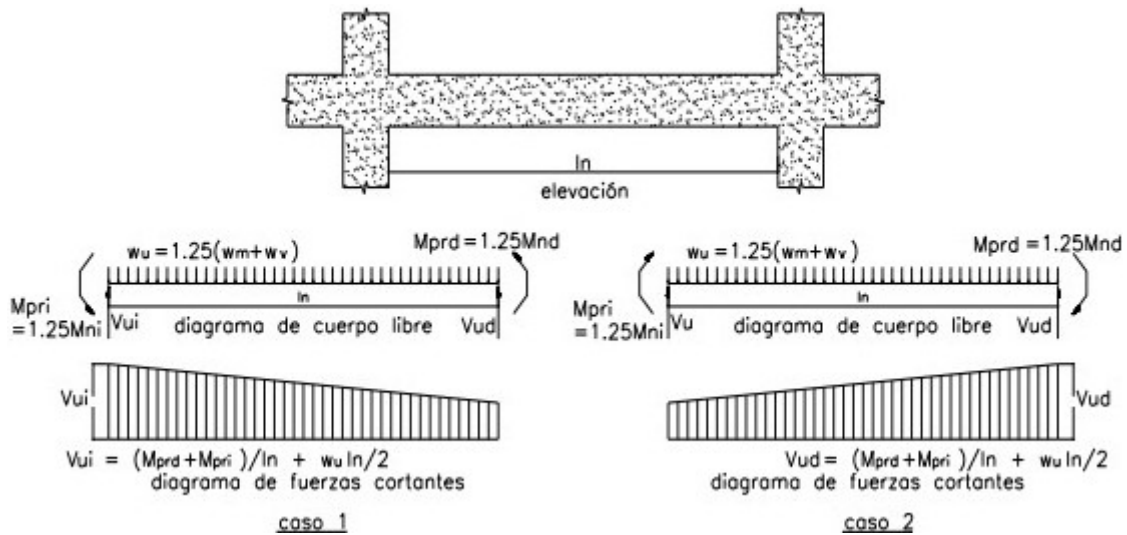


Figura 5.3: Esquema de diseño por capacidad general en vigas
Fuente:Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c

Criterio de capacidad en columnas

Las demandas de fuerzas de corte en las columnas dependen de los eventos sísmicos y la contribución de esta a la rigidez lateral total de la estructura. Para el diseño de columnas por criterio de capacidad, si es necesario utilizar todas las combinaciones de cargas debido a que de esta manera se determina el momento nominal para la combinación correspondiente.

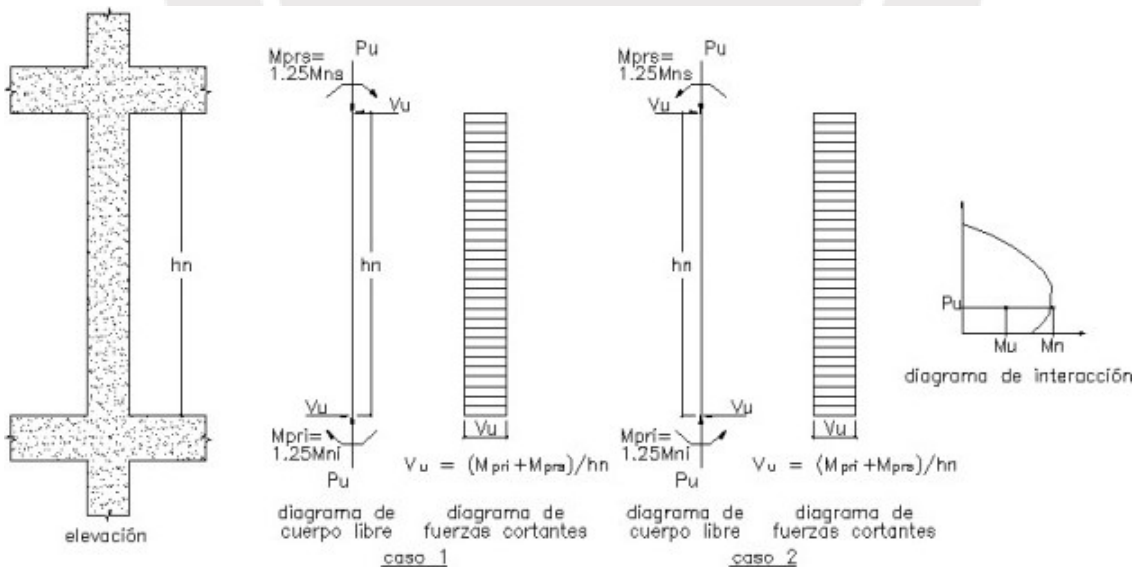


Figura 5.4: Esquema de diseño por capacidad general en columnas
Fuente:Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c

5.2. Diseño de losas aligeradas

Las losas aligeradas son elementos que actúan de manera unidireccional. Estos transmiten sus cargas a las vigas mediante la flexión y fuerzas cortantes de los nervios. Las cargas que se transmiten son determinadas mediante la combinación de las cargas de servicio acorde a la ecuación 3.1. Los resultados de las cargas de servicio y envolvente de diseño serán presentados en la subsección correspondiente.

Los resultados obtenidos de esta sección son los planos de encofrado de techo que incluyen los puntos de corte de acero y longitud de ensanchamientos en caso de ser necesarios. Las propiedades utilizadas y pertinentes para el diseño por flexión y cortante se encuentran en la tabla 1.2 o en la figura 2.2

5.2.1. Diseño de aligerado a momentos de flexión

El primer paso en el diseño de aligerados es la determinación de los límites del acero. El límite de acero nos permitirá saber si es que la sección se encuentra sobredimensionada o sub dimensionada. Para este fin, se calcularon los aceros máximos y mínimos de flexión.

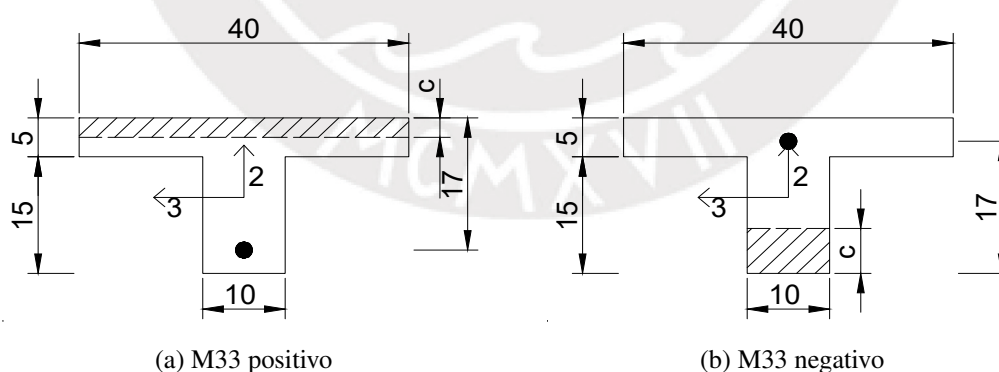


Figura 5.5: Franja de compresión generada por los efectos de flexión en la dirección 3 (cm)

Tabla 5.4: Límites de aceros en aligerado típico

	Momento positivo	Momento negativo
$M_{cr} (kgf - m)$	504	260
$As_{max} (cm^2)$	7,49	3.186
$As_{min} (cm^2)$	0,41	1.01

Diseño de aligerado a momentos de flexión

Las demandas generadas por las cargas de servicio (ver figura 5.6) nos sirve para realizar el diseño por flexión que se realiza evaluando la condición crítica de la ecuación 5.1 para determinar el acero mínimo requerido. Con el acero mínimo requerido definido, se asigna una distribución de aceros que suministren una resistencia superior a la requerida, sin que este sea mayor al acero máximo de la sección (5.4).

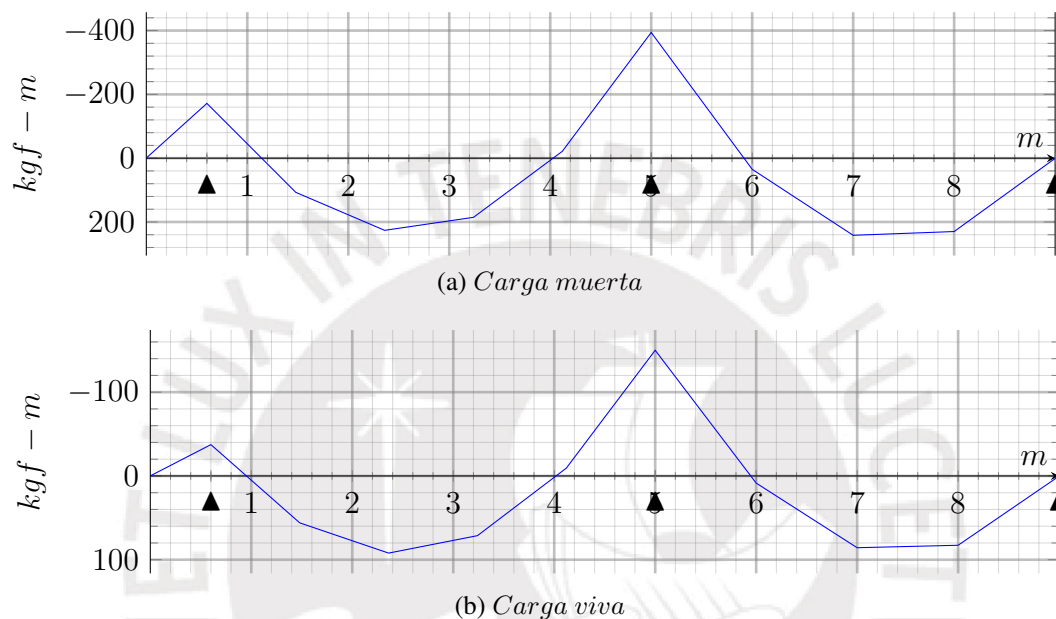


Figura 5.6: Momentos flectores por cargas de servicio

Debido a la naturaleza de las losas aligeradas, no es común diseñar una losa tradicional que cuente con más de dos aceros de $\varnothing 1/2''$. Por este motivo, el paso de la determinación de aceros requeridos **puede ser prescindido** debido a que reducimos las combinaciones posibles de armados de acero a solamente las permutaciones entre aceros de $\varnothing 3/8''$ y $\varnothing 1/2''$ para los casos de momentos positivos y negativos.

Las demandas de los aceros de longitudinales son generadas por la La flexión genera compresión en las fibras más alejadas de la sección. El análisis de momentos positivos y momentos negativos son diferentes debido a que el ancho de las franjas en compresión no son constantes.

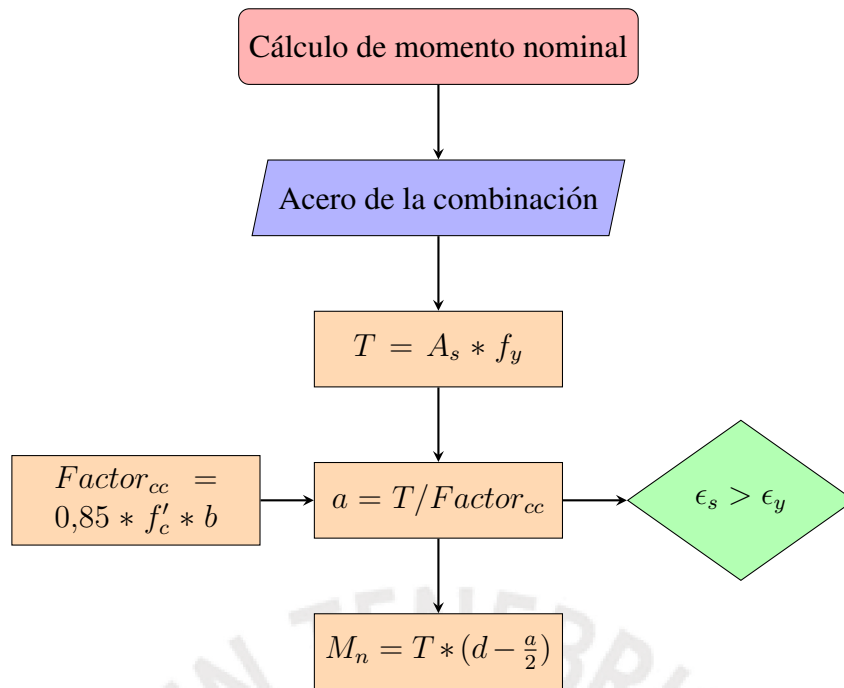


Figura 5.7: Diagrama de flujo del cálculo de momento nominal de losa aligerada

Empleamos la fórmula correspondiente al cálculo de la compresión del concreto de manera parcial utilizando el valor de la profundidad del bloque de compresiones como única variable a la compresión del concreto. La profundidad del eje neutro será dependiente de la cantidad de acero utilizada. El resultado de la profundidad del eje neutro se tiene que verificar la hipótesis del estado de fluencia en el acero.

$$C_c = Factor_{C_c} * a$$

$$C_c = 0,85 * f'_c * b * a = 0,85 * 210 * 40 * a = 7140 \text{ kg/cm}$$

$$= 0,85 * 210 * 10 * a = 1785 \text{ kg/cm}$$

Definimos las combinaciones entre $\varnothing 3/8''$ y $\varnothing 1/2''$ para calcular los momentos de la sección para los casos de flexión positiva y negativa. El proceso de cálculo está detallado como un diagrama de flujo en la figura 5.7 y la tabla 5.5.

Tabla 5.5: Proceso de cálculo de momentos nominales en losas aligeradas

Combinación	A_s <i>cm</i> ²	T <i>kgf</i>	$a (+)$ <i>cm</i>	$c (+)$ <i>cm</i>	$\epsilon_s(+)$	$d - \frac{a}{2}$ <i>cm</i>	$a (-)$ <i>cm</i>	$c (-)$ <i>cm</i>	$\epsilon_s(-)$	$d - \frac{a}{2}$ <i>cm</i>
$\varnothing 3/8''$	0.71	2982	0.42	0.49	0.10	16.79	1.67	1.97	0.02	16.16
2 de $\varnothing 3/8''$	1.42	5964	0.84	0.98	0.05	16.58	3.34	3.93	0.01	15.33
$\varnothing 3/8''$ y $\varnothing 1/2''$	2.00	8400	1.18	1.38	0.03	16.41	4.71	5.54	0.01	14.65
$\varnothing 1/2''$	1.29	5418	0.76	0.89	0.05	16.62	3.04	3.57	0.01	15.48
2 de $\varnothing 1/2''$	2.58	10836	1.52	1.79	0.03	16.24	6.07	7.14	0.00	13.96

Se observa que los valores de deformaciones para los momentos positivos y momentos negativos para esos aceros son mayores a la deformación de fluencia. Con la deformación unitaria del acero verificada, se realiza el cálculo final para la determinación del momento nominal y momento nominal reducido en ϕ . Los resultados de esta multiplicación se encuentran resumidos en la tabla 5.6.

Tabla 5.6: Momentos nominales de las combinaciones de aceros en losas aligeradas

Combinación	Aceros	$M_n (+)$ <i>kg - m</i>	$\phi M_n (+)$ <i>kg - m</i>	$M_n (-)$ <i>kg - m</i>	$\phi M_n (-)$ <i>kg - m</i>
1	$\varnothing 3/8''$	500	450	480	435
2	2 de $\varnothing 3/8''$	990	890	915	820
3	$\varnothing 3/8''$ y $\varnothing 1/2''$	1380	1240	1230	1100
4	$\varnothing 1/2''$	900	810	830	755
5	2 de $\varnothing 1/2''$	1760	1585	1515	1360

Debido a que las demandas últimas no son lo suficientemente grandes, optamos por reducir las combinaciones de aceros a solo las combinaciones 1 y 3 para el refuerzo positivo, y 4, 3 para el refuerzo negativo.

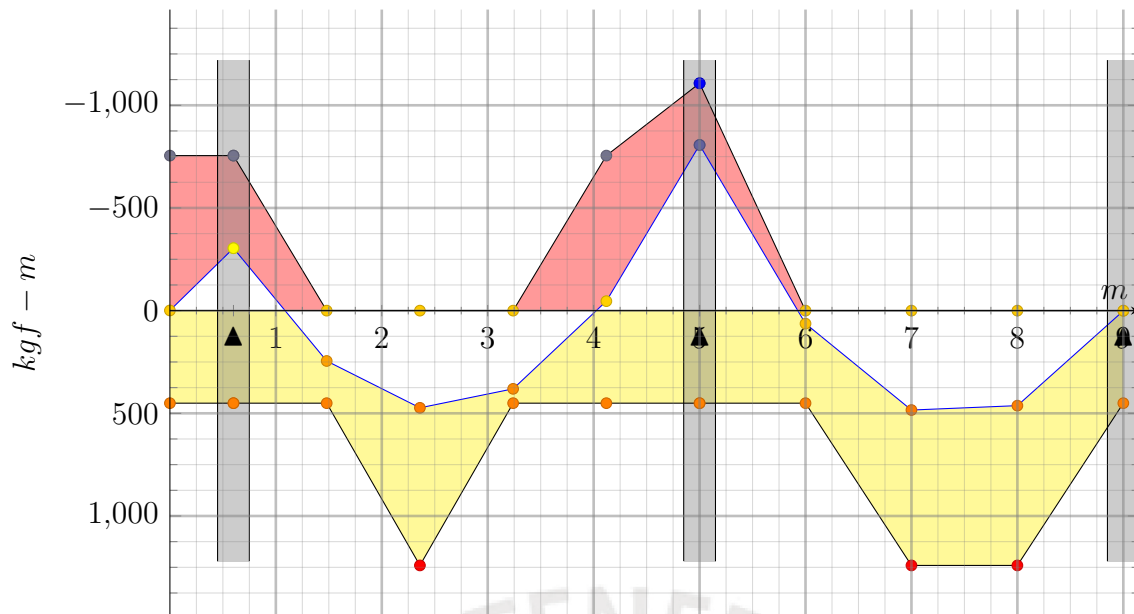


Figura 5.8: M_u y ϕM_n de la vigueta

Un acero de $\varnothing 3/8''$ brinda suficiente resistencia a flexión para los puntos de control ubicados entre el metro 6 y 8. Sin embargo, en la eventualidad de que el apoyo empotrado rotule, esta armadura no soportara la redistribución de momentos. Debido a esto, se emplean bastones de $\varnothing 1/2''$ en el tramo mencionado para que soporten la redistribución de momentos.

Basándonos en los puntos de corte teórico de acero, se extenderán las longitudes de desarrollo correspondientes para que el acero colocado pueda desarrollar la fluencia en el punto de análisis. La longitud del corte de fierro correspondiente será desarrollada en el apartado de **corte de fierro**.

Refuerzo de contracción y temperatura

Durante el proceso de fraguado el concreto tiende a contraerse y cambiar su volumen, este proceso genera figuraciones en este. Para evitar este efecto se le coloca una cuantía mínima de acero que controlen estos efectos. La norma proporciona estos valores en función al tipo de acero que se utiliza. La cuantía correspondiente para barras corrugadas es de 0.002. Se determinó los aceros de temperatura a colocar para un metro lineal de aligerado de la siguiente manera:

$$A_{s_{min}} = (5 * 100) * 0,002 = 1 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{col}} = 6 \text{ mm} @ 25 \text{ cm} = 1,12 \text{ cm}^2$$

El armado de la parrilla colocada está dispuesto de manera ortogonal a la dirección de los nervios de la losa aligerada. La cuantía de flexión es predominante en la dirección longitudinal del armado de la losa. Entonces, el refuerzo de contracción y temperatura en la dirección de la losa no será necesario debido al armado de la misma vigueta.

Control de deflexiones

El cálculo de las deflexiones emplea la inercia efectiva para el tipo de momento actuante. Para simplificar el análisis del control de deflexiones, optamos por considerar el 100 % de la carga viva, ya que son valores muy cercanos al valor de fisuración, más no lo superan.

$$\begin{aligned}
 I_1 &= 11800 \text{ cm}^4 & I_2 &= 2085 \text{ cm}^4 & I_3 &= 3852 \text{ cm}^4 \\
 M_{1-} &= 250 \text{ kg} - m & M_{2-} &= 750 \text{ kg} - m \\
 w_{cm+cv} &= 360 \text{ kg}/m_l \\
 I_{e_{promedio}} &= 5397 \text{ cm}^4 \\
 \Delta 1 &= \frac{M_{1-} * L^2}{16EI} & &= 0,213 \text{ cm} \\
 \Delta 2 &= \frac{M_{2-} * L^2}{16EI} & &= 0,639 \text{ cm} \\
 \Delta 3 &= \frac{5 * w_{cm+cv} * L^4}{384EI} & &= 1,023 \text{ cm} \\
 \Delta Inmediata &= \Delta 3 - \Delta 2 - \Delta 1 & &= 0,17 \text{ cm} \\
 \lambda \Delta &= 2 & \rho &= 0 \\
 \Delta Diferida &= \Delta Inmediata * \lambda \Delta & &= 0,341 \text{ cm} \\
 \Delta Total &= \Delta Inmediata + \Delta Diferida & &= 0,511 \\
 l/480 &= 0,833 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

De esta manera, los límites de las deflexiones admisibles no son superados por las cargas actuantes. Se aceptan los resultados de las simplificaciones debido a que dan resultados menos favorables (considerar el 100 % de la carga viva).

5.2.2. Diseño de aligerado por fuerzas de corte

La metodología del diseño por fuerza cortante en las losas consiste en incluir ensanchamientos hasta la zona que las viguetas puedan soportar sin la necesidad de este. Esto es debido a que una losa aligerada no posee refuerzo transversal como lo hacen otros elementos.

Las demandas de servicio en la losa se encuentran definidas en la figura 5.9

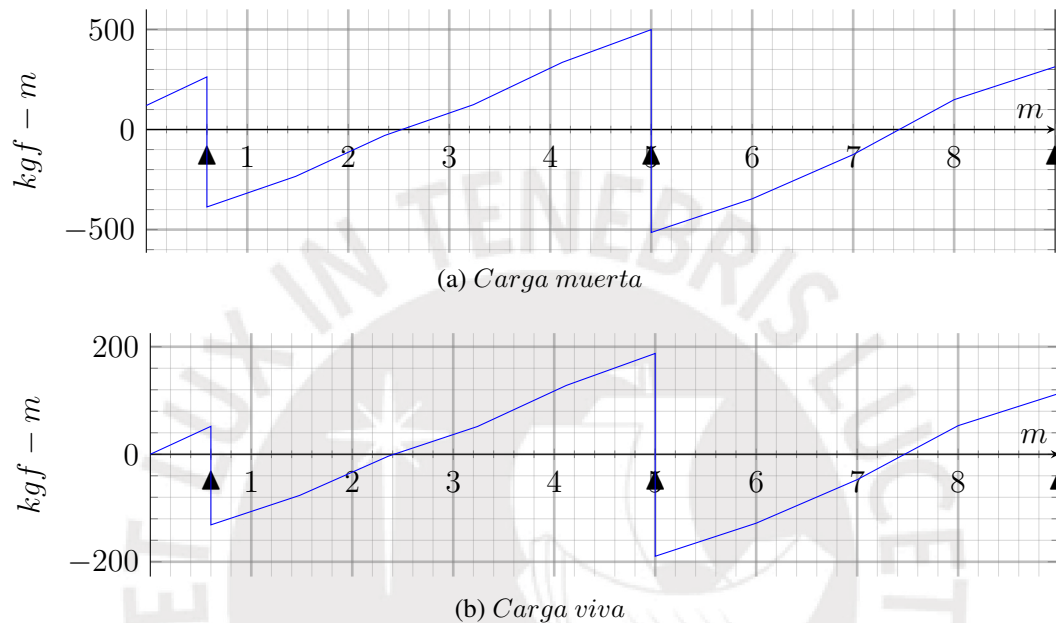


Figura 5.9: Fuerzas cortantes por cargas de servicio

Mediante la amplificación de las cargas de servicio podemos determinar la fuerza cortante última. La verificación de resistencia de fuerzas cortantes se realiza a continuación.

$$V_c = 1,1 * (0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d)$$

$$V_c = 1,1 * (0,53 * \sqrt{210} * 10 * 17) \approx 1430kg$$

$$\phi V_c = 0,85 * 1436,24 \approx 1220kg$$

La fuerza cortante es reducida a una distancia del peralte efectivo (“ d ”) de la cara del apoyo debido a que a esa distancia ocurre el fallo de fuerza cortante.

$$V_{ud} = V_u - w * (e + d)$$

El diseño de la losa aligerada será adecuado cuando se cumpla con la ecuación 5.1

$$V_{ud} \leq \phi V_c$$

De manera ilustrativa se comparó la resistencia nominal de la viga con la fuerza cortante actuante. La zona gris es la zona que no fallara por fuerza cortante debido a que se encuentra próxima al apoyo.

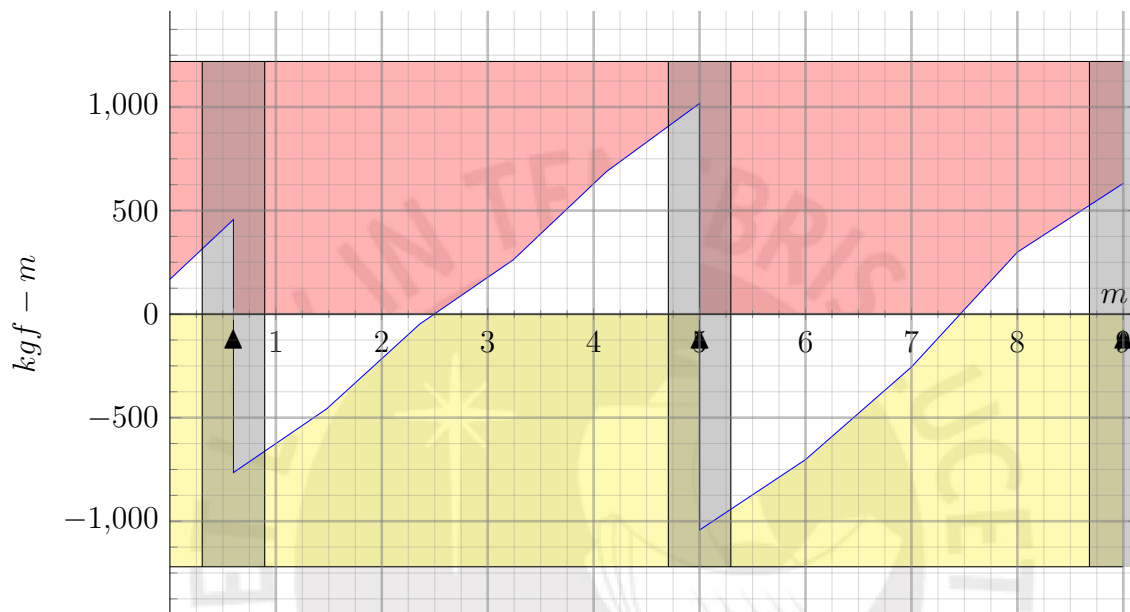
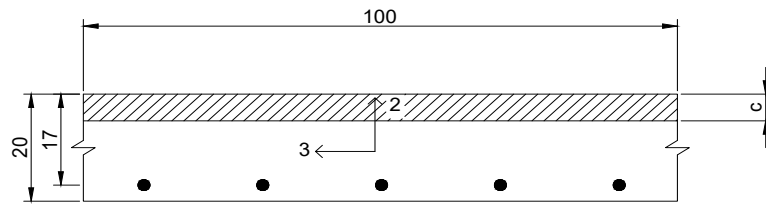


Figura 5.10: V_u y ϕV_c de la losa aligerada

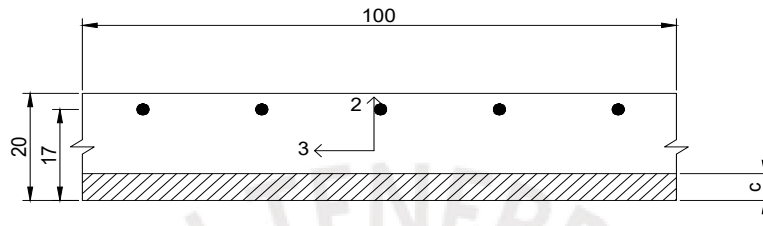
Con esta verificación realizada, determinamos que no es necesario realizar ensanchamientos en la tira de análisis.

5.3. Diseño de losas macizas

El diseño de las losas macizas es similar de cierta manera al diseño de losa aligerada en el aspecto que estas no pueden ser reforzadas con acero para incrementar su resistencia ante fuerzas de corte. Así también, se mantiene la metodología de armados típicos de acero que podemos encontrar en losas macizas, utilizando como referencia lo desarrollado en la sección 5.2.1. Esta idea será detallada en la sección 5.3.2.



(a) Bloque de compresiones por efecto de flexión positiva



(b) M33 negativo

Figura 5.11: Franja de compresión generada por los efectos de flexión en la dirección 3 (cm)

Los diagramas de fuerza cortante y momento flector en la condición de servicio y última serán producto de las cargas definidas en la sección 3.3 y estarán representados en las secciones 5.3.2 y 5.3.3 respectivamente.

5.3.1. Límites de acero

Las losas macizas deben estar provistas de una cuantía de acero de 0,0018 distribuidos en toda la sección para impedir que se produzcan fisuras durante el fraguado del concreto. Adicionalmente, la cuantía mínima de la cara en tracción no debe ser menor de 0,0012 ni estar espaciada en una distancia mayor a 40 *cm*.

$$\rho = \frac{0,71/0,2 * 2}{100 * 20} = 0,00355 > 0,0018$$

5.3.2. Diseño de losa maciza a momentos de flexión

El diseño de la losa maciza se realiza para un metro lineal típico. El proceso de diseño es el mismo estipulado en el diagrama de flujo detallado en la figura 5.7 y la sección diseñada corresponde a la figura 5.11.

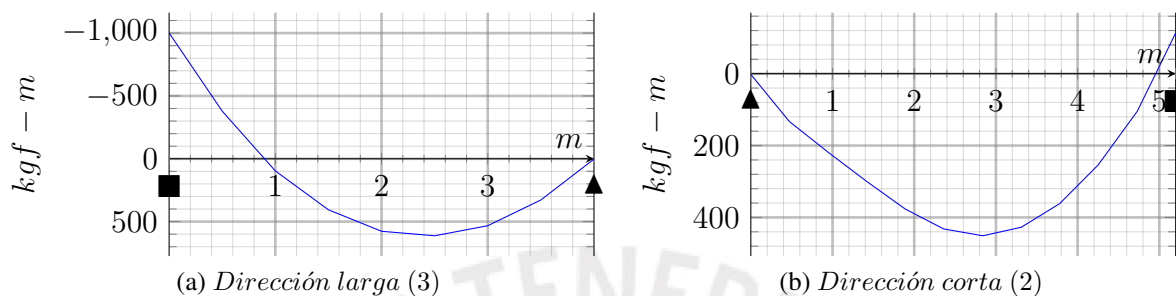


Figura 5.12: Momentos flectores por cargas muertas

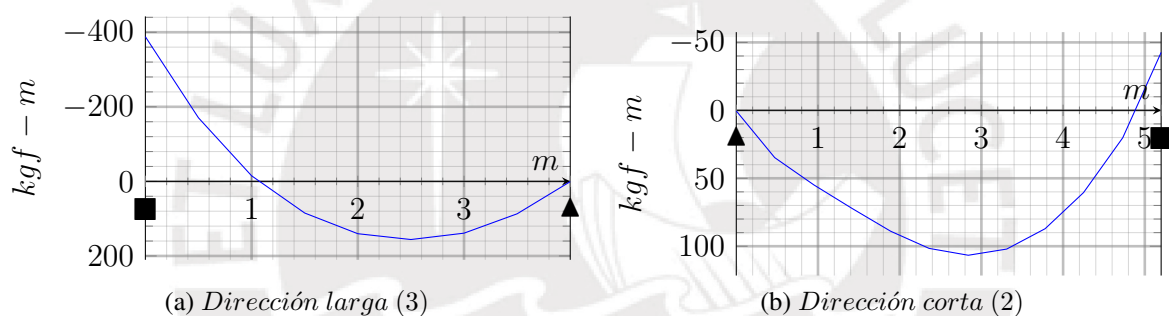


Figura 5.13: Momentos flectores por cargas vivas

Los aceros que utilizaremos para la armadura corresponden a los diámetros de $\phi 3/8$ y $\phi 1/2$. Definiremos el acero colocado mediante la variación, su espaciamiento en incrementos de 5 cm. De esta manera obtenemos los resultados de la tabla de momentos nominales (tabla 5.7).

Tabla 5.7: ϕMn (kgf - m) de losa maciza

s cm	$\phi 3/8''$ kgf - m	$\phi 1/2''$ kgf - m
10	4070	7060
15	2760	4870
20	2090	3720
25	1680	3000

El diseño de la losa maciza cumple con el criterio de resistencia. La armadura que se observa en la figura 5.14 corresponde a una parrilla de $\phi 3/8$ espaciado cada 20 cm en ambas caras

de la losa, ambas direcciones. Se eligió esta parrilla tomando en cuenta que en los lados libres de la losa maciza se pueden generar rotulas y no empotrar de manera adecuada. La armadura provista garantiza una resistencia a flexión que pueda soportar la redistribución de momentos en caso de la formación de rótulas plásticas.

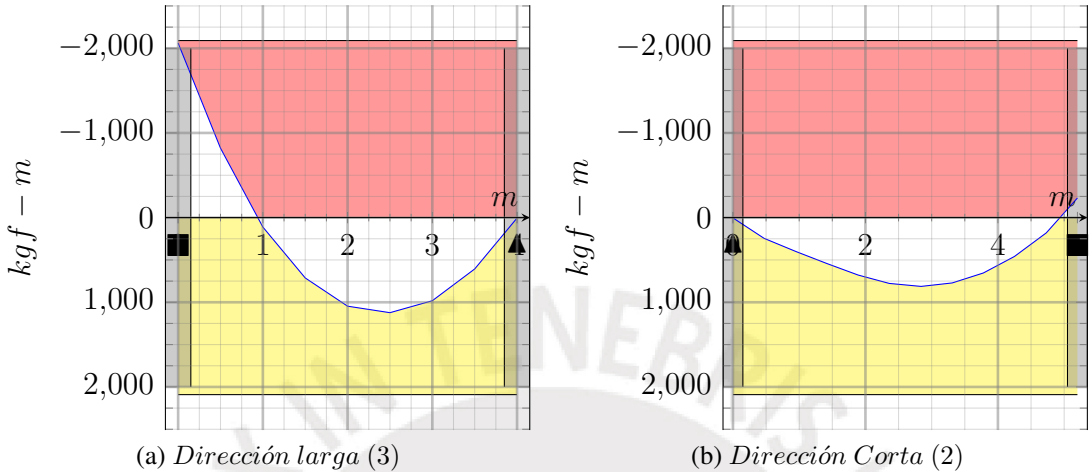


Figura 5.14: M_u y ϕM_n de la losa maciza

5.3.3. Diseño de losa maciza a fuerzas cortantes

Las losas macizas poseen una resistencia al corte muy elevada debido a su sección transversal de concreto. Sin embargo, en caso de que esta no soporte los requerimientos de la edificación, la losa maciza será ensanchada en las zonas que requieran una mayor resistencia de fuerzas de corte. La resistencia nominal de fuerza cortante está definida en la ecuación 5.14.

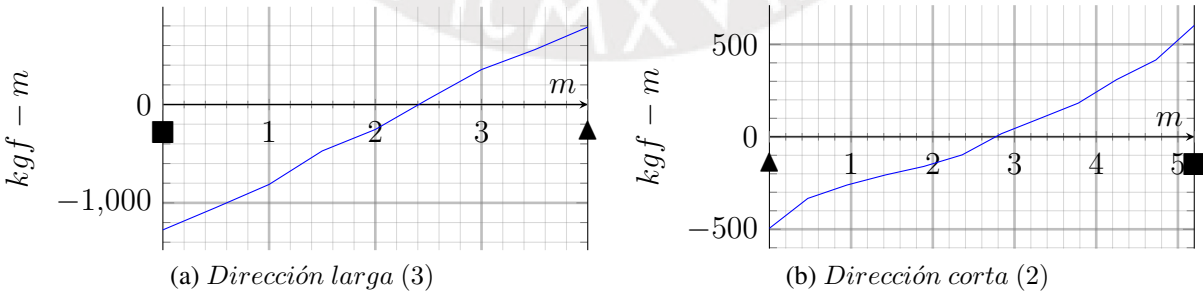


Figura 5.15: Fuerzas cortantes por cargas muertas

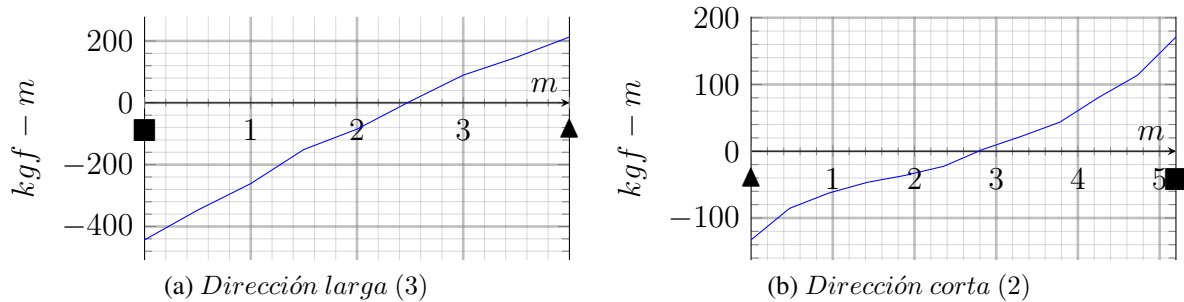


Figura 5.16: Fuerzas cortantes por cargas muertas

Se realizó la combinación de cargas de gravedad última y se compararon los valores de demanda con los valores de resistencia ϕV_c (figura 5.17).

$$V_c = 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 17 \approx 13000 \text{ kg/ml}$$

$$\phi V_c = 0,85 * 1436,24 \approx 11100 \text{ kg/ml}$$

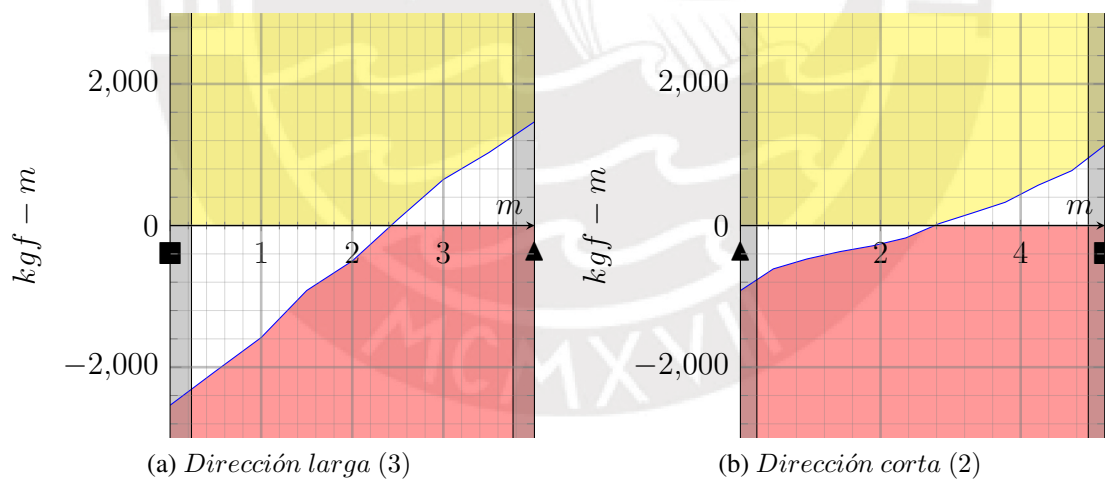


Figura 5.17: V_u y ϕV_n de la losa maciza

Se concluye que el peralte de la losa brinda de suficiente resistencia a la sección frente a las fuerzas cortantes.

5.4. Diseño de vigas peraltadas

Las vigas son elementos que se encargan de transmitir las cargas de las losas y otras vigas a los apoyos verticales. Si estas se encuentran alineadas con elementos estructurales formando pórticos, estas reciben cargas de sismo e incrementan la rigidez de la estructura. Para efecto de esta tesis, se diseñaron las vigas del eje B y el eje 2.

Primero, se caracterizó las propiedades de la sección de viga. Seguidamente, se diseñaron los elementos elegidos en la figura 3.5 con sus respectivos metrados de carga. El diseño será desarrollado en concordancia a los procedimientos planteados en la norma E-060.

El diseño puede ser separado en tres secciones. La primera sección corresponde al diseño de flexión. La segunda sección; fuerzas cortantes. Finalmente, se verificarán las deflexiones y su desempeño bajo cargas de servicio.

5.4.1. Propiedades propias de la viga peraltada

Los límites de acero para la sección diseñada son calculados según la ecuación 5.5 y la ecuación 5.7. Por otro lado, la constante de compresión de concreto (*Factor C_c*) está definida en la figura 5.7. Se calcularon los aceros máximos y mínimos con el objetivo de cumplir los límites establecidos de refuerzo de flexión.

Tabla 5.8: Límites de aceros en viga peraltada

	Momento positivo
$A_{s_{max}} (cm^2)$	21.03
$A_{s_{min}} (cm^2)$	3.19

5.4.2. Diseño de viga peraltada a momentos de flexión

El diseño de flexión emplea las demandas de resistencia obtenidas en cada estación de control. El factor de compresión del concreto es igual tanto para momentos positivos como para momentos negativos debido a la geometría de la viga. Se trazó una envolvente de demanda empleando

las combinaciones de demanda última correspondiente a las combinaciones 3.1, 3.4, 3.5 para poder diseñar la viga en los casos más desfavorables.

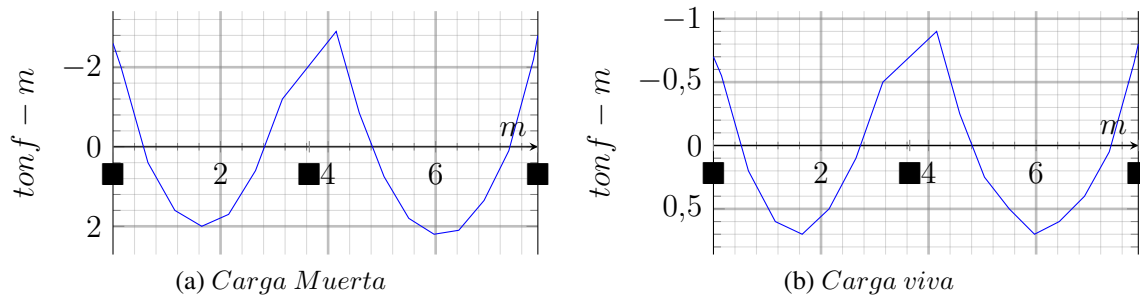


Figura 5.18: Momentos flectores por cargas de gravedad

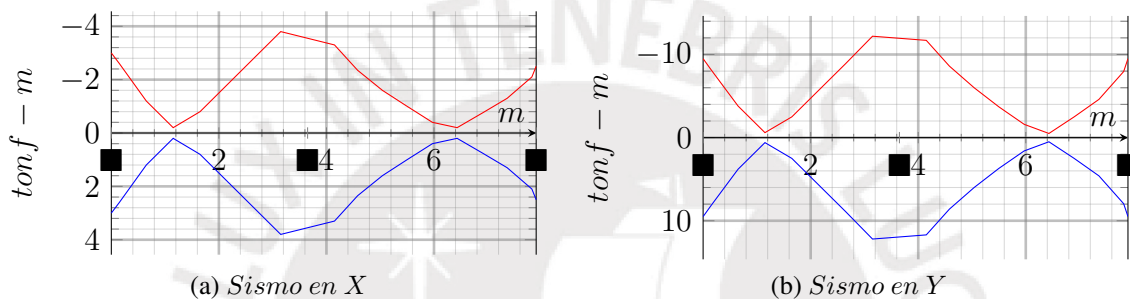


Figura 5.19: Momentos flectores por cargas de sismo

Se diseñó el acero requerido en una estación de control y este procedimiento es repetido para todas las estaciones de control en la viga. Se utilizaron barras de acero corrugado de $\phi 5/8''$ para bastones y $\phi 3/4''$ para la armadura longitudinal.

El máximo momento a la cara la viga en el apoyo central es de $16.7 \text{ ton.f} - m$. Para este diseño se emplea el diagrama de flujo 5.7.

$$\phi Factor C_c * a * (d - a/2) = Mu$$

$$0,9 * 5355 * a * (42 - a/2) = 16,7 \text{ tonf}$$

$$a = 8,74 \text{ cm}$$

$$Factor C_c * a = A_{s_{req}} * f_y$$

$$5355 * a = A_{s_{req}} * 4200$$

$$A_{s_{req}} = 11,15 \text{ cm}^2$$

El diseño fue concluido asignando 12.50 cm^2 compuesto por 2 varillas de acero corrido de $\phi 5/8''$ y 3 bastones de $\phi 3/4''$. La flexión solo ocurre en las zonas en las que la viga puede

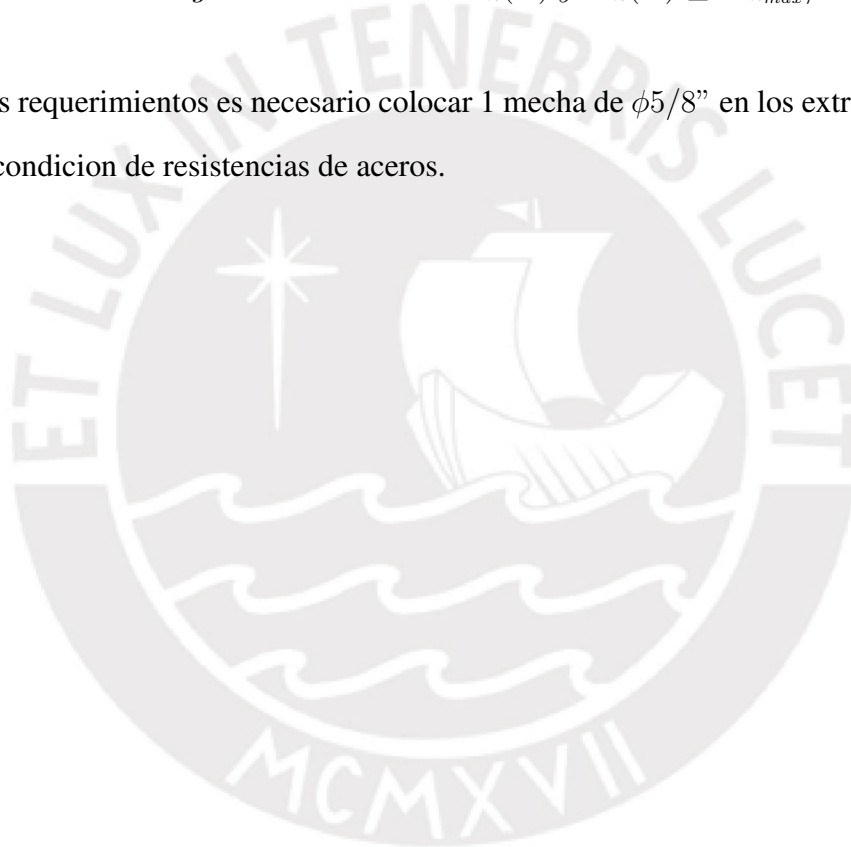
deflectar, por ello, las zonas que se encuentran sobre los apoyos no son analizados por flexión pura. Así también, se emplearon 2 varillas de $\phi 3/4''$ con 1 bastón de $\phi 5/8''$ como acero corrido ya que existe una inversión de momentos debido a la acción sísmica.

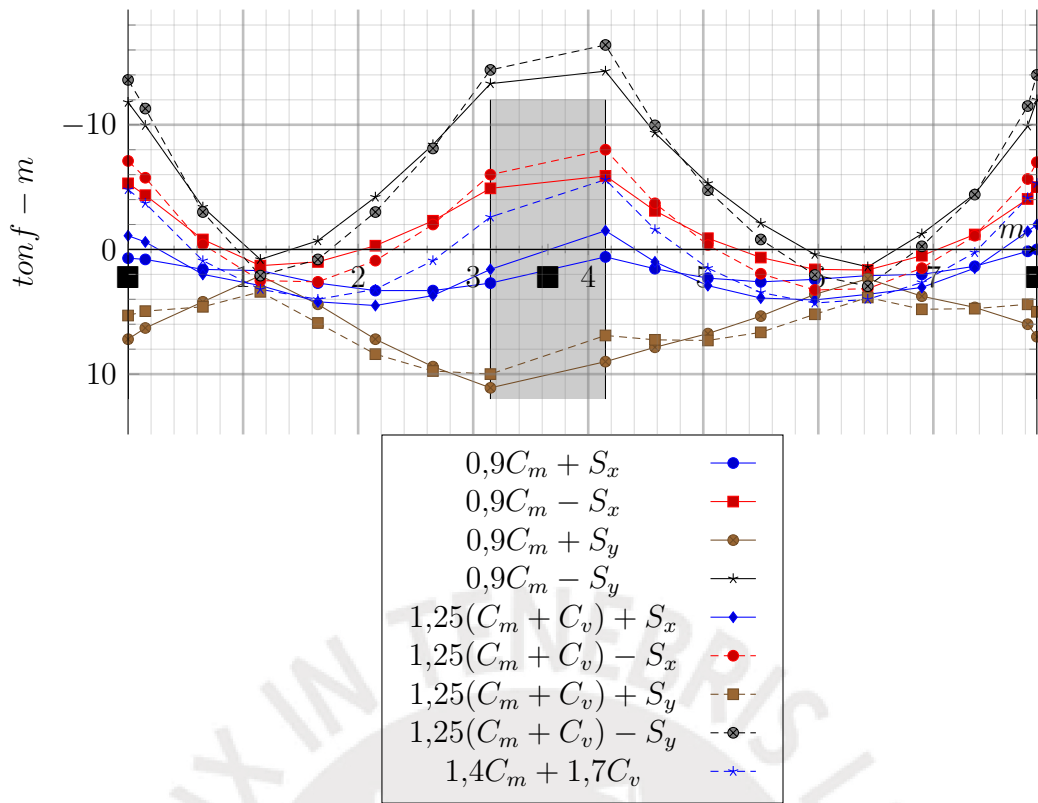
Finalmente, se debe corroborar que se cumplan con las condiciones de resistencia respecto al balance de resistencia a lo largo de toda la viga. Para los pórticos, las relaciones de resistencia son las siguientes:

$$\text{En cada extremo :} \quad M_n(+)\geq M_n(-)/2$$

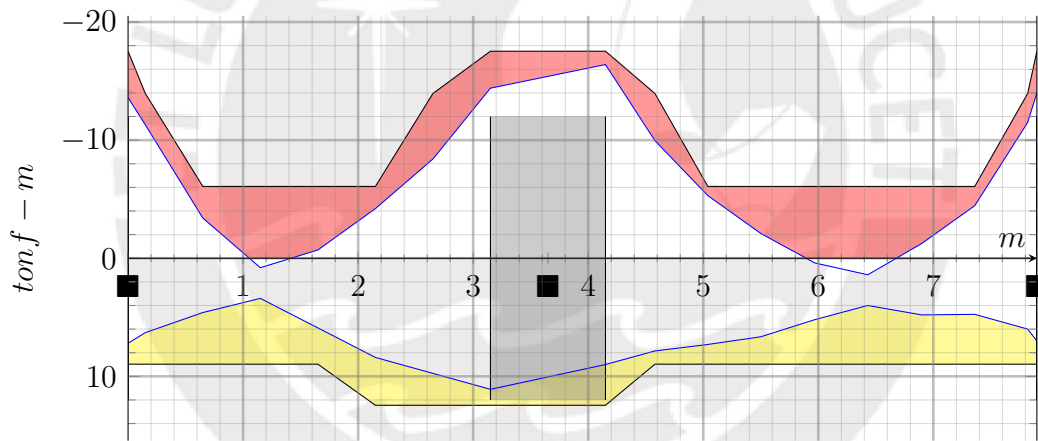
$$\text{En toda la viga :} \quad M_n(+)\text{ y }M_n(-)\geq M_{n_{max}}/4$$

Debido a estos requerimientos es necesario colocar 1 mecha de $\phi 5/8''$ en los extremos para que se cumpla la condición de resistencias de aceros.





(a) Combinaciones de carga ultima



(b) Envoltura de demanda y capacidad

Figura 5.20: M_u y ϕM_n de la viga evaluada

Cortes de fierro

Los cortes de fierro serán determinados mediante el punto de corte teórico para la su resistencia. Se realizara el corte de fierro para el apoyo central del tramo como demostracion del cálculo. El punto de corte será determinado mediante las relaciones de longitudes mínimas de anclaje y

longitud de desarrollo para momentos positivos y negativos.

$$\begin{aligned}
 PtoTeorico + \max(12db; d) &\leq Ld & PtoTeorico + \max(12db; d; Ln/16) &\geq L'd \\
 0,40 + \max(12 * 0,019; 0,42) &\leq 0,67 & 0,80 + \max(12 * 0,019; 0,42; 3,15/16) &\leq 0,88 \\
 0,82 &\leq 0,67 & & 1,22 \leq 0,88
 \end{aligned}$$

Los bastones no deberan ser menores a las longitudes de 1,25 m y 1,05 m respectivamente para las caras superiores e inferiores. Es necesario recalcar que las vigas deben cumplir con la relaciones de resistencias mencionadas previamente y por ello se debe colocar más acero del que se requiere por las fuerzas de resistencia en ciertos tramos de la viga.

Control de deflexiones

No se verificara la deflexion de esta viga debido a que es una luz muy corta para el peralte que esta tiene. No obstante, la deflexion de la viga de la escalera debe ser verificada ya que esta se encuentra en un volado. Para esta verificacion se realizara las reduccion pertinente de carga viva al 30 % permitida.

$$\begin{aligned}
 I_1 &= 65212 \text{ cm}^4 \\
 w_m &= 985 \text{ kg} - m & w_v &= 270 \text{ kg} - m \\
 I_{e_{promedio}} &= 65212 \text{ cm}^4 \\
 \Delta_m &= \frac{w_m * L^4}{8EI} = 0,614 \text{ cm} \\
 \Delta_v &= \frac{w_v * L^4}{8EI} = 0,168 \text{ cm} \\
 \Delta_{Inmediata} &= \Delta_m + \Delta_v * 0,30 = 0,665 \text{ cm} \\
 \lambda\Delta &= 1,468 & \rho &= 0,00724 \\
 \Delta_{Diferida} &= \Delta_{Inmediata} * \lambda\Delta = 0,976 \text{ cm} \\
 \Delta_{Total} &= 1,641 \text{ cm} \\
 l/240 &= 1,21 \text{ cm} \\
 Contraflecha &= 1,50 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

5.4.3. Diseño de viga peraltada bajo fuerzas cortantes

Para este tipo de diseño, es necesario calcular el aporte del concreto y el aporte del acero de refuerzo. Los aportes a la resistencia del concreto y del acero son comparados con los requisitos de resistencia calculados en los patrones de carga. La resistencia del concreto a fuerzas cortantes en vigas peraltadas se encuentra en la ecuación 5.14 .

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b_w * d \quad (5.14)$$

Diseño de viga a fuerzas cortantes

En base de los metrados y el análisis sísmico, se realizan los diagramas en servicio de las cargas cortantes (figura 5.22 y 5.21). Se empleó el programa de análisis ETABS, debido a esto las líneas de las fuerzas cortantes no son rectas y existe un comportamiento peculiar en las zonas próximas a los apoyos.

Las demandas últimas fueron creadas empleando los casos de carga definidos en la sección 3. Se superpusieron todos los casos para obtener la envolvente de diseño. Las zonas grises en la figura 5.23 representa la zona que no es analizada debido a que se encuentra fuera de la zona de falla (a una distancia "d" de la cara del apoyo).

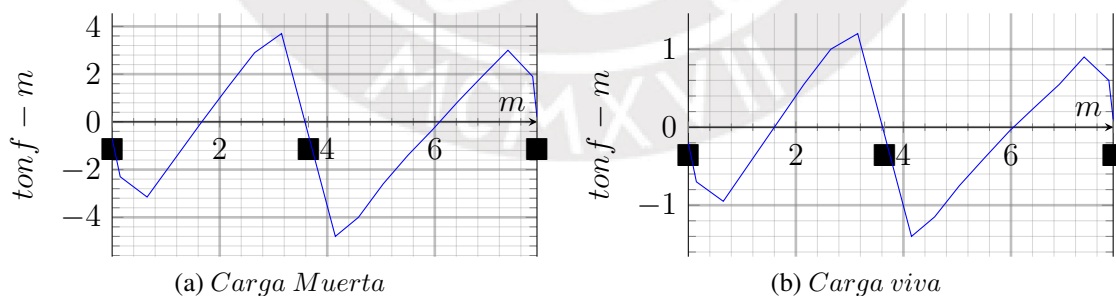


Figura 5.21: Fuerzas cortantes por cargas de gravedad

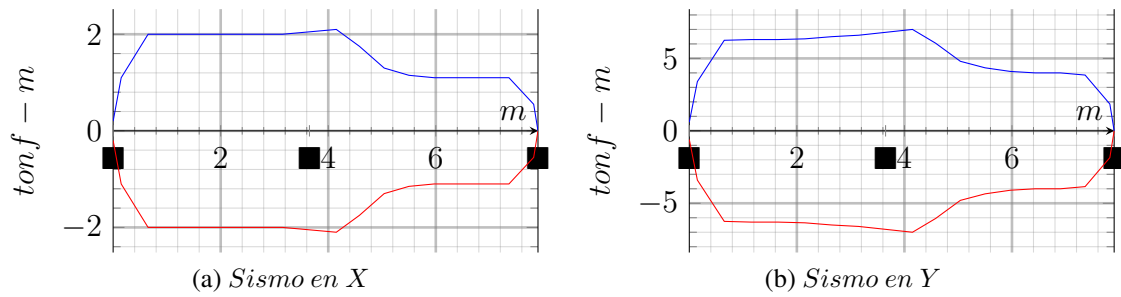


Figura 5.22: Fuerzas cortantes por cargas de sismo

Por disposición de un armado sismo resistente, las vigas cuentan con zonas de confinamiento en la cercanía de su apoyo y zonas sin confinar. la longitud de confinamiento corresponde a dos veces el peralte y el espaciamiento en la zona confinada corresponde al menor valor de los siguientes espaciamientos:

- $d/4$
- $8db$ longitudinal
- $24db$ de estribo
- 30 cm

Por otro lado, el espaciamiento correspondiente a la zona no confinada corresponde a $d/2$. Debido al requerimiento de espaciamientos mínimos en las zonas confinadas, el espaciamiento disponible para las vigas que soportan cargas de sismo se ve limitado. Los espaciamientos máximos son 11 cm ($d/4$) para la zona confinada, y 22 cm ($d/2$) para la zona sin confinar. La zona confinada mide una longitud mínima de 100 cm ($2h$) medida desde las caras de los elementos de apoyo vertical. Si bien, el peralte efectivo de la viga es de 44 cm , utilizaremos 42 cm , considerando que puede colocarse los aceros en dos capas. Los espaciamientos colocados serán de 10 cm en la zona confinada, y 20 cm en la zona sin confinar.

Se evaluó la carga ubicada a la cara del apoyo central del primer tramo y esta corresponde a 12

$ton.f$ aproximadamente (figura 5.23a).

$$\phi V_c = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 42$$

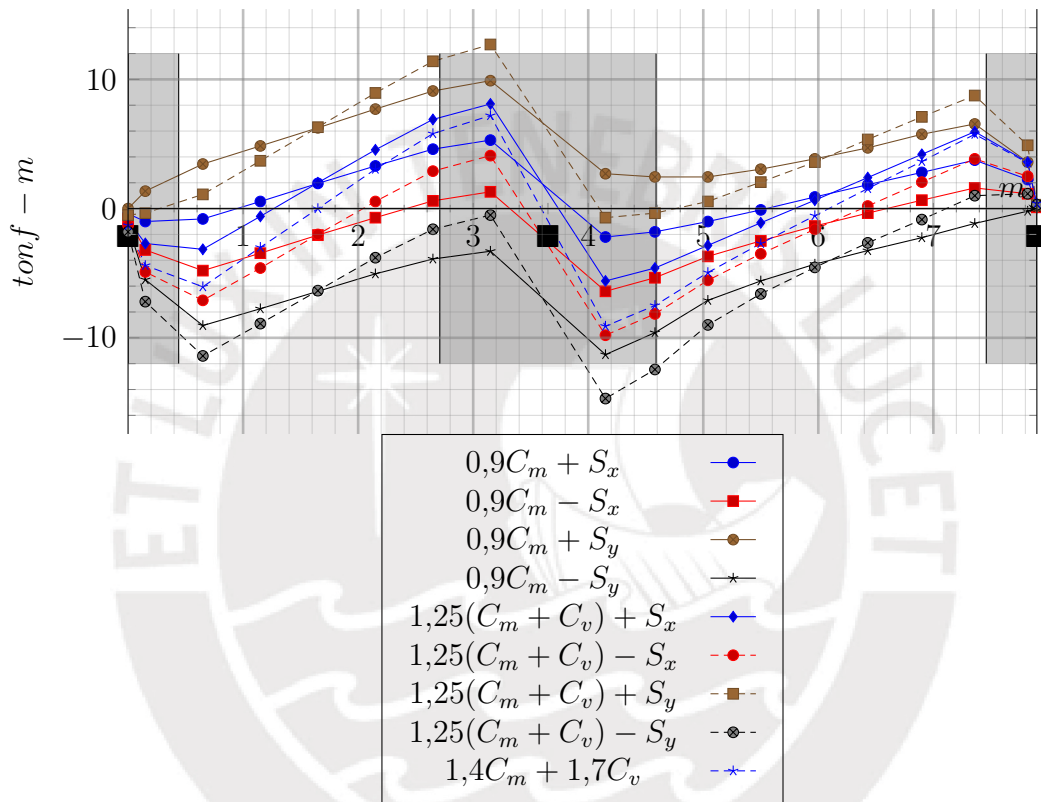
$$\phi V_s = 0,85 * 4200 * 1,42 * 42/10$$

$$\phi V_c = 8,23 ton.f$$

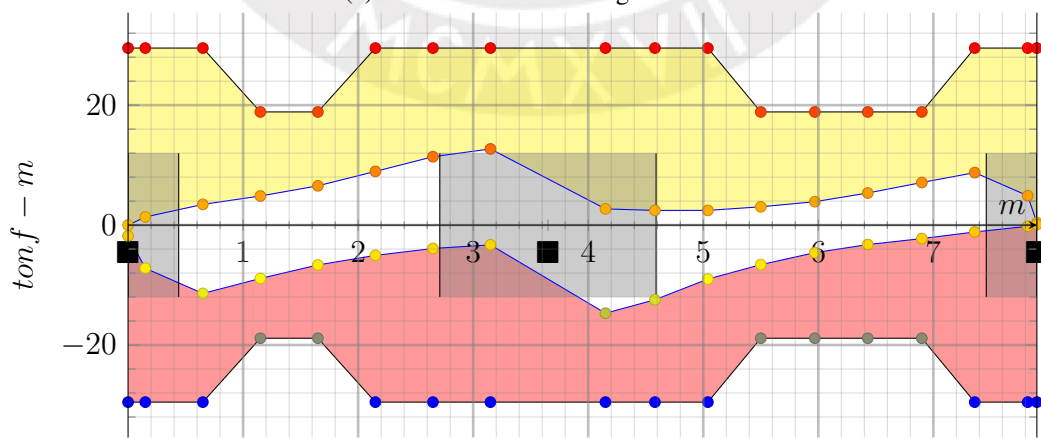
$$\phi V_s = 21,29 ton.f$$

$$\phi V_n = 29,52 ton.f$$

$$V_u = 12,40 ton.f$$



(a) Combinaciones de carga última



(b) Envoltente de demandas y resistencia provista

Figura 5.23: V_u y ϕV_n de la viga evaluada

Diseño de viga por criterio de capacidad

Como los refuerzos de flexión ya se encuentran diseñados, se determinaron las fuerzas cortantes probables para el control de mecanismos de falla (tabla 5.9). Los resultados indican que el momento cortante probable es mayor al momento cortante último por medio de las combinaciones. No obstante, la resistencia provista sigue siendo mayor a la fuerza cortante probable.

Tabla 5.9: Determinación de fuerzas cortantes probables

$M_{pr Iz}$	24.736	<i>tonf.m</i>
$M_{pr Der}$	20.175	<i>tonf.m</i>
W_u	4.2	<i>tonf/m</i>
L_n	3.15	<i>m</i>
V_{pr}	20.87	<i>tonf</i>

5.5. Diseño de columnas

Las columnas soportan tanto las cargas de gravedad como las cargas sísmicas. Debido a estas cargas, el diseño estructural debe ser riguroso para los efectos de flexo-compresión y de corte, ya que las fuerzas son acumulativas hasta la base de la columna. Las combinaciones de cargas correspondientes se encuentran detalladas en la sección 3.1 y estas serán utilizadas para la verificación del diseño.

Para efectos de esta tesis, se realizó el diseño detallado de la columna(C2) ubicada entre los ejes B-B y 02-02 (figura 3.9).

5.5.1. Diseño de columna bajo esfuerzos de flexo-compresión

El diseño de elementos a flexo-compresión es una labor complicada comparada a la determinación de acero requerido en elementos a flexión pura debido a la influencia de la fuerza axial en los momentos nominales. La solución ante los elementos sometidos a flexo-compresión es desarrollar un diagrama de interacción. El proceso de diseño bajo fuerzas de flexo-compresión termina cuando todas las combinaciones de cargas se encuentren dentro del diagrama de inter-

acción.

Un diagrama de interacción está compuesto por la distribución de puntos en un plano de fuerza axial y momento de flexión. Este diagrama es calculado mediante la asignación de una deformación unitaria de $Factor * \epsilon_y$ más alejado de la zona de compresión que se encuentra deformada ϵ_c . Estas condiciones de deformaciones se encuentran ilustradas en la figura 5.24.

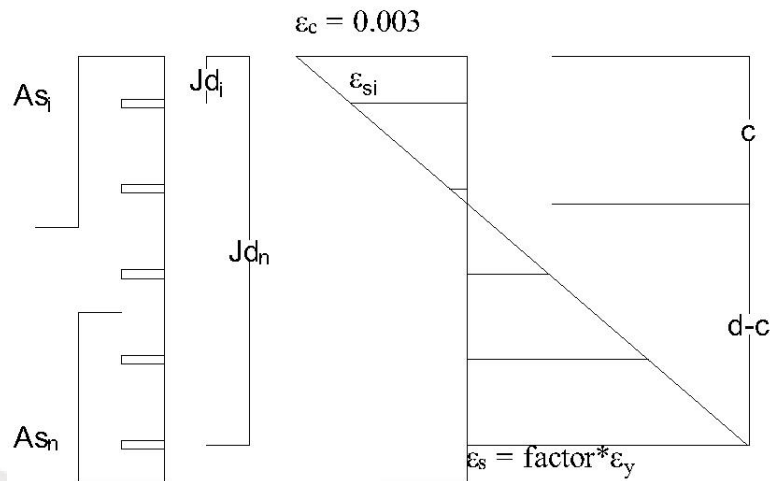


Figura 5.24: Esquema de deformaciones en una columna

Las fórmulas siguientes ya han sido mencionadas al inicio del capítulo 5.1. No obstante, es oportuno indicar fórmulas adecuadas para la determinación del diagrama de interacción debido a que el diseño de flexo-compresión es varía en ciertos aspectos respecto al diseño de elementos sometidos a flexión pura.

Ubicación de eje neutro	$c = \frac{\epsilon_c * d}{factor * \epsilon_y + \epsilon_c}$
Deformación por fila de acero	$\epsilon_{s_i} = \frac{\epsilon_c}{c} * (c - J_{d_i})$
Tracción por fila de acero	$T_i = A_{s_i} * f_s$
Carga axial nominal	$P_n = \sum_{i=1}^n T_{s_i} + C_c$
Aporte de acero al momento nominal	$M_{nT_i} = T_i * (\bar{c} - J_{d_i})$
Aporte del concreto al momento nominal	$M_{nC_c} = C_c * (\bar{c} - \beta_1 * c)$
Momento nominal	$M_n = \sum_{i=1}^n T_i * (\bar{c} - J_{d_i}) + M_{nC_c}$

5.5.2. Diseño de columna bajo fuerzas de corte

Diseño de resistencia

Debido a bajas solicitudes, es probable que para algunas combinaciones el esfuerzo cortante requerido sea negativo. No obstante, el armado de estribos también debe estar dispuesto a manera que estos confinen de manera adecuada los nodos acorde a la sección y se pueda desarrollar la ductilidad requerida acorde al sistema estructural.

Diseño por capacidad

Para el diseño de secciones con ejes de simetría, los momentos nominales serán iguales para ambas direcciones de análisis. Es necesario calcular los momentos nominales positivos y negativos para determinar la fuerza cortante probable. El momento nominal para la será determinado mediante la intersección de una línea horizontal con el diagrama de interacción en la ordenada de la carga axial.

También, existen casos en los cuales la fuerza cortante probable es mucho mayor a la fuerza cortante última porque el elemento vertical cuenta con una capacidad de flexión muy elevada. Cuando se presenta estas situaciones, la cortante máxima es limitada por la cortante máxima que se presenta para un espectro de pseudoaceleración multiplicado por el factor de reducción R . No obstante, la carga cortante amplificada por R resulta ser excesiva en ciertos casos. En estos casos, empleamos como referencia la norma americana ASCE 7-22, limitamos superiormente el factor de amplificación de corte a 2,5

5.5.3. Diseño de la columna C-02

La columna C-02 se encuentra soportando la mayor cantidad de m^2 de área tributaria de todas las columnas debido a que es la única columna que no pertenece al perímetro. Las demandas de esta columna se ve en la tabla 5.10. El diseño de la columna no estará dominado por las acciones sísmicas debido a la presencia de placas que reciben la mayor cantidad de fuerzas.

Tabla 5.10: Requerimientos de resistencia de columna C-02 en la base

		P_u tonf	M_u tonf - m	V_u tonf
<i>Servicio</i>	C_m	111.47	0.59	0.41
	C_v	26.45	0.09	0.07
	S_x	17.45	8.60	2.98
	S_y	5.29	28.99	9.70
<i>Carga Última</i>	$1,4C_m + 1,7C_v$	201.02	0.98	0.69
	$1,25C_m + 1,25C_v + S_x$	189.85	9.45	3.58
	$1,25C_m + 1,25C_v + S_y$	177.69	29.84	10.30
	$0,9C_m + S_x$	117.77	9.13	3.35
	$0,9C_m + S_y$	105.61	29.52	10.07

Diseño de flexo-compresión de columna C-02

Para la elaboración de un diagrama de interacción es necesario partir de una cuantía tentativa de acero. Los límites de acero se encuentran dados entre el 1 % y 6 %. Para un diseño óptimo es preferible no sobrecargar la sección de acero debido al sobre costo, resistencia sin utilizar y la influencia de la resistencia de flexión en el diseño por capacidad.

$$A_{sTentativo} = 30 * 100 * 1 \% = 30,00 \text{ cm}^2$$

$$A_{sColocado} = 12 \text{ de } 3/4'' = 34,08 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{Colocado} = 1,14 \%$$

La elaboración de un diagrama de interacción utiliza las variables como la distribución de filas de acero respecto a la geometría de la columna.

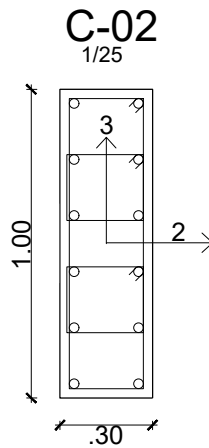


Figura 5.25: Armado tentativo de columna C-02

Los diagramas de interacción son simétricos debido a la distribución de aceros y a la geometría de la sección respecto a la dirección de análisis. De esta manera observaremos que para la cuantía elegida y la disposición de acero, nuestro este diseño es apto para el efecto de flexo-compresión en ambas direcciones de análisis (figura 5.26). También, se observan los puntos correspondientes a los momentos nominales para cada combinación de carga, esto es utilizado para el cálculo de las fuerzas cortantes probables.

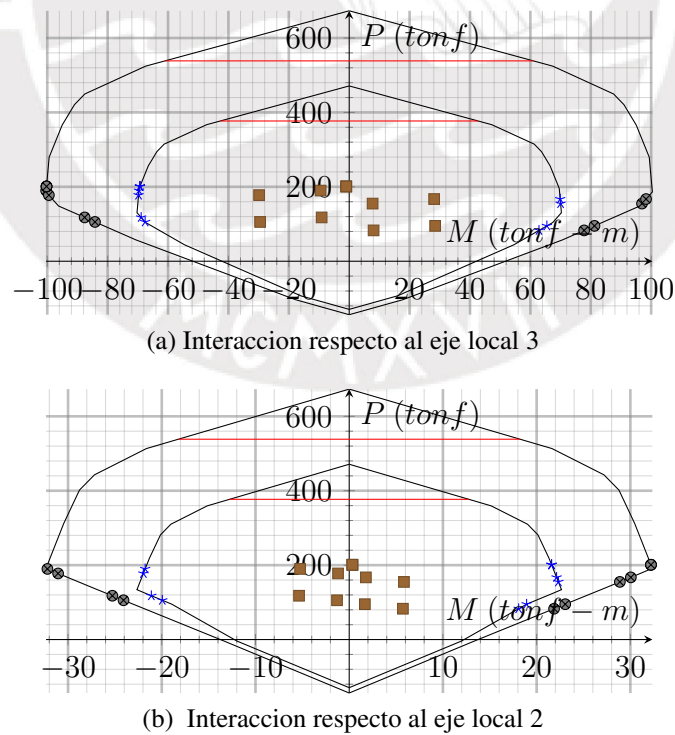


Figura 5.26: Diagramas de interacción de la columna C-02

Diseño de estribos de columna C-02

La resistencia de fuerza cortante se ve incrementada en función a la carga axial en compresión. La resistencia de la fuerza cortante no supera la demanda de resistencia (tabla 5.11). No obstante, es necesario realizar un análisis mediante el diseño por capacidad.

Elementos a flexo-compresión:

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * \left(1 + \frac{N_\mu}{140 * A_g}\right) * b_w * d \quad (5.15)$$

Tabla 5.11: Diseño de resistencia de estribos de la columna C-02

Combinación	P_u ton.f	V_c ton.f	V_u ton.f	V_{req} ton.f
$1,4C_m + 1,7C_v$	201.02	32.03	0.69	A_s mínimo
$1,25C_m + 1,25C_v + S_x$	189.85	31.45	3.58	A_s mínimo
$1,25C_m + 1,25C_v + S_y$	177.69	30.82	10.30	A_s mínimo
$0,9C_m + S_x$	117.77	27.73	3.35	A_s mínimo
$0,9C_m + S_y$	105.61	27.11	10.07	A_s mínimo

Por otro lado, se determinaron las fuerzas cortantes probables basándose en los momentos nominales en las figuras 5.26a y 5.4. La altura libre en el primer piso es 3,30 m después de descontar la altura de la viga que atraviesa la columna. Los momentos nominales y la resistencia del concreto bajo fuerzas cortantes calculados varían dependiendo de la combinación de análisis evaluada. La determinación de la fuerza cortante probable es dado por el caso más crítico para el espaciamiento de estribos.

$$V_{pr} = \frac{1,25 * (M_{ni} + M_{ns})}{h_n}$$

$$V_{pr} = \frac{1,25 * (100,35 + 100,35)}{3,30} = 75,44 \text{ ton.f}$$

$$V_{sreq} = 57,88 \text{ ton.f} \quad V_c = 31,50 \text{ ton.f}$$

$$s_{max} = \frac{4200 * 2 * 1,29 * 94}{57,88} = 17,60 \text{ cm}$$

De igual forma que las vigas, las columnas cuentan con una zona de confinamiento L_o y dispo-

siciones respecto al espaciamiento dentro y fuera de estas zonas. La zona de confinamiento L_o debe ser mayor al máximo valor de los siguientes incisos:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento
- h
- 50 cm

El espaciamiento fuera de la zona L_o no será mayor a $d/2$, 30 cm o al solicitado por el diseño de fuerzas cortantes. Por otro lado, el espaciamiento máximo en esta zona L_o está limitado al mínimo valor de los siguientes incisos:

- $6db$ longitudinal de menor diámetro
- $b/3$
- 10 cm

Entonces, las columnas deben poseer un confinamiento adecuado que permita desarrollar los esfuerzos últimos del material. Por esto, las longitudes de confinamiento y espaciado están dadas de la siguiente manera:

$$L_o = \max(3,30/6 \text{ m}, 1,00, 0,50 \text{ m}) = 100 \text{ m}$$

$$S_{L_o} = \min(8 * 3/4", 0,30/2, 0,10 \text{ m}) = 0,10 \text{ m}$$

$$S_{N_o \text{ Confinado}} = \max(0,94/2 \text{ m}, 0,30 \text{ m}) = 0,47 \text{ m}$$

No obstante concluimos con el diseño de la columna C-02 con la distribución de estribos definida, la cual es 1 estribos a $0,05 \text{ m}$, 10 estribos cada $0,10 \text{ m}$, y el resto cada $0,15 \text{ m}$. Así también se utilizaron criterios de longitudes no confinadas entre refuerzos longitudinales para dar una correcta configuración de estribos, que pueda confinar la mayor cantidad de varillas longitudinales.

Diseño de nudos de columna C-02

La verificación de nudos es necesaria para los sistemas de porticos. Así también, se debe verificar la condición de que las resistencias provistas por las columnas sean mayores que la de las vigas en un ratio de 1,2.

Para la verificación de la condición de columna fuerte - viga débil consideraremos que la columna solo funciona bajo flexión pura, caso más crítico y aplicable para todos los pisos.

$$M_{n_{Csuperior}} + M_{n_{Cinferior}} \geq 1,2 * (M_{n_{Vizquierda}} + M_{n_{Vderecha}})$$

<i>Dirección Y</i>	<i>Dirección X</i>
$52 + 52 \geq 1,2 * (24,06 + 38,31)$	$14 + 14 \geq 1,2 * (26,81 + 26,81)$
$104 \geq 74,86$	$28 \geq 26,81$

De esta manera, se verifica que la condición de columna fuerte - viga débil. Adicionalmente a esto, los nudos deben contar con suficiente sección transversal para poder soportar las fuerzas de flexión que generan una fuerza cortante a lo largo del eje neutro.

La norma indica que el aporte del acero sobre la resistencia a la fuerza cortante del nudo es despreciable y solo se debe considerar la superficie de corte. La superficie de corte se calcula con la ecuación 5.16 y esta es diferente dependiendo de los confinamientos del nudo. En este caso, los nudos solo se encuentran confinados en dos caras opuestas.

$$V_n = 4 * \sqrt{f'_c} * A_j \quad (5.16)$$

Siendo: A_j el área del nudo (joint) El área del nudo se calcula acorde a la figura 5.27.

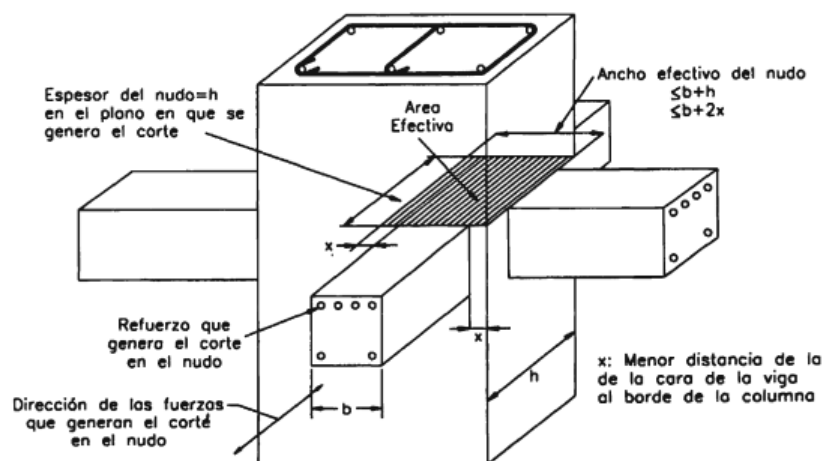


Figura 5.27: Area de nudo
(Harmsen, 2017)

Para el caso de estudio, los aceros correspondientes a la viga que atraviesa el nudo en la dirección del eje B son de $2\phi 5/8''$ más $2\phi 3/4''$ para el acero negativo y $2\phi 5/8''$ más $1\phi 3/4''$ para el acero positivo.

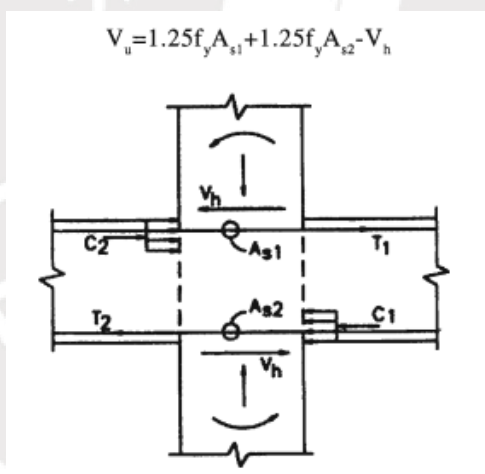


Figura 5.28: Fuerza cortante en el nudo
(Harmsen, 2017)

La fuerza cortante es determinada acorde a la figura 5.28. En adición a esto, consideramos que el aporte de la fuerza cortante proveniente de la columna es nulo. El nudo diseñado corresponde hasta el cuarto piso donde las demandas son mayores.

Verificacion en la direccion Y

$$\begin{aligned}V_u &= 1,25 * (A_{s1} + A_{s2}) * f_y - V_h & \phi V_n &= 0,85 * 5,3 * \sqrt{210} * (30 * 100) \\V_u &= 1,25 * (12,52 + 7,68) * 4200 - 0 & \phi V_n &= 147,81 \text{ tonf} \\V_u &= 106,05 \text{ tonf} & \phi V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

Verificacion en la direccion X

$$\begin{aligned}V_u &= 1,25 * (A_{s1} + A_{s2}) * f_y - V_h & \phi V_n &= 0,85 * 5,3 * \sqrt{210} * (30 * 60) \\V_u &= 1,25 * (9,68 + 6,84) * 4200 - 0 & \phi V_n &= 88,68 \text{ tonf} \\V_u &= 86,73 \text{ tonf} & \phi V_n &\geq V_u\end{aligned}$$

De esta manera, los nudos han sido verificados para las fuerzas actuantes. Finalmente, el armado de las vigas y columnas dentro de la zona del nudo es verificado mediante la mitad de los requerimientos establecidos por la norma.

El espaciamiento (s) requerido en la zona confinada es de 10 cm , mientras que el ancho (bc) corresponde al espesor de la columna es de 100 cm . Asi tambien, A_g corresponde al area bruta (3000 cm^2) mientras que A_{ch} es el área del núcleo confinado (1890 cm^2). El procedimiento se encuentra a continuación:

$$\begin{aligned}A_{sh} &= 0,3 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right] & A_{sh} &= 0,09 * \frac{s * b_c * f'_c}{f_{yh}} \\A_{sh} &= 8,81 \text{ cm}^2 & A_{sh} &= 4,50 \text{ cm}^2 \\s_{confinado} &= 15 \text{ cm} & A_{sh_{col}} &= 0,71 * 2/0,15 = 9,46 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

Empleamos un estribo de $\phi 3/8$ " con el espaciamiento maximo de 15 cm ya que esta es la cantidad mínima de acero que tendremos a manera de generalizar las condiciones mínimas existentes.

5.6. Diseño de placas

El diseño de placas debe considerar disposiciones especiales en lo que respecta a su configuración de aceros de refuerzos horizontales y verticales. De manera diferente a las columnas, las placas pueden contar con núcleos confinados o no dependiendo de la cuantía vertical requerida. Finalmente, los requerimientos de aceros horizontales son determinados por medio de la fuerza cortante última y amplificada en el cociente entre el momento nominal y el momento último.

La geometría de una placa puede ser variable, ya que estas son estructuradas basándose en los requerimientos de derivas y rigideces. Por este motivo, el diseño de una placa compuesta de varias ramas es evaluado bajo las formas T o L dependiendo de la configuración presente acorde al artículo 21.9.6.3 de la norma de concreto armado E060.

5.6.1. Diseño a flexo-compresión

El diseño de flexo-compresión emplea el mismo procedimiento de la sección 5.5.1. En adición a la verificación del diagrama de flexo-compresión, es necesario verificar (ecuación 5.17) la profundidad del eje neutro para definir las disposiciones de armado de refuerzo en los núcleos (figura 5.29).

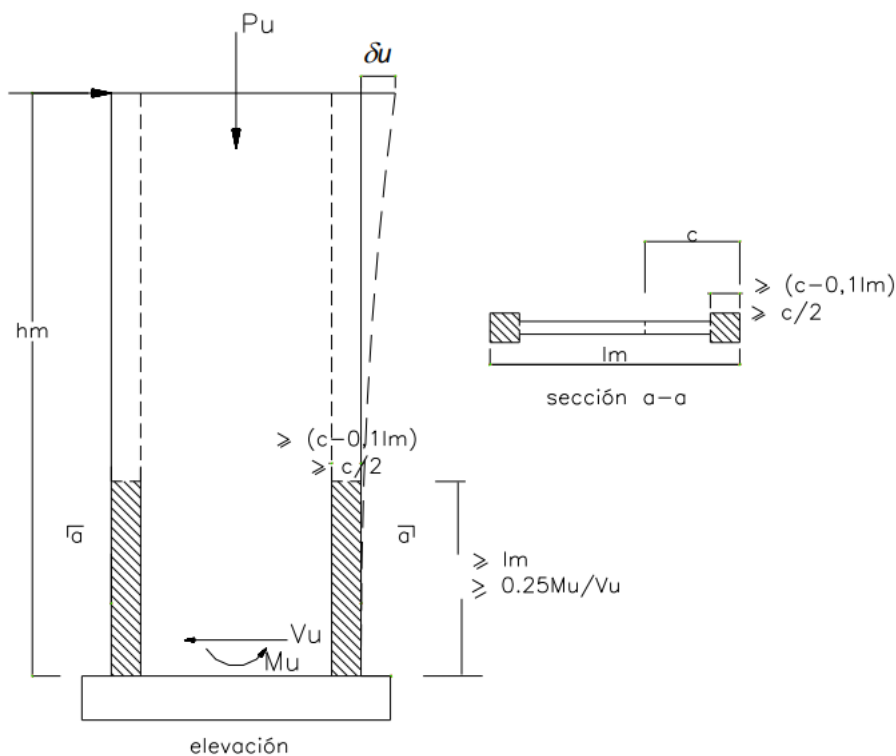


Figura 5.29: Núcleo confinado en placas
Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006c

$$c \geq \frac{l_m}{600 * (\delta_u/h_m)} \quad (5.17)$$

Siendo: δ = desplazamiento máximo

h_m = altura de la placa

l_m = longitud de la placa

δ_u/h_m no será menor que 0.005.

La determinación del eje neutro de para cada combinación de diseño puede ser una actividad complicada dependiendo de la geometría de la sección. En el presente trabajo, se presenta un método simplificado para la determinación del eje neutro (ecuación 5.18). El modelo simplificado consiste solo considerar los aceros de los núcleos, porque estos son los que aportan la mayor cantidad de resistencia a la flexión (figura 5.30).

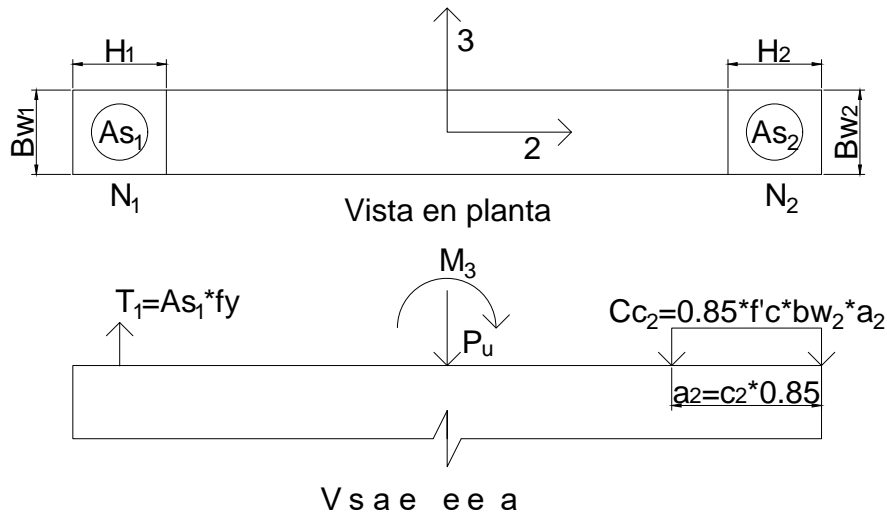


Figura 5.30: Modelo de placa simplificado

$$c_2 = \frac{P_u + T_1}{bw_2 * f'_c * 0,85^2} \quad (5.18)$$

5.6.2. Diseño a fuerzas de corte

Las placas debido a su gran rigidez reciben la mayor cantidad de fuerzas cortantes durante los eventos sísmicos. El diseño de aceros horizontales debe ser tal que garantice una falla por flexión antes que por fuerza cortante. Para garantizar este sistema de falla, las cargas cortantes son amplificadas (ecuación 5.19) en el cociente entre el momento nominal y momento último correspondiente a cada caso de análisis.

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}} \quad (5.19)$$

El factor es el cociente entre el momento nominal y momento último está limitado a un valor máximo. El valor máximo corresponde al factor de reducción sísmico es R , para la norma de concreto E-060, y 2,5, para la norma ASCE 7-22. Para efectos de la tesis, emplearemos el valor

de 2.5 como límite de amplificación por capacidad.

Norma de concreto armado E060	$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R$
Cargas mínimas de diseño de edificaciones-ASCE 7-22	$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq 2,5$

La resistencia a la fuerza cortante se compone del aporte del concreto y del aporte del acero horizontal. El flujo de corte nos permite determinar de una manera adecuada el área resistente a la fuerza cortante y así asignar una cuantía de acero horizontal adecuada.

El aporte del concreto es calculado mediante el área transversal resistente a la fuerza de corte, la relación de esbeltez de la placa y la resistencia del concreto (ecuación 5.20). Asimismo, el aporte del acero horizontal toma en consideración el área de acero, su resistencia y el área (ecuación 5.21).

$$V_c = A_{cv} * \alpha * \sqrt{f'_c} \quad (5.20)$$

$$V_s = \frac{l_m * A_s * f_y}{s} \quad (5.21)$$

Siendo: A_{cv} = área de corte vertical

A_s = área de corte vertical

$$\alpha = \frac{h_m}{l_m} \geq 2 ; \alpha = 0,53$$

$$= \frac{h_m}{l_m} \leq 1,5 ; \alpha = 0,80$$

s = espaciamiento

5.6.3. Diseño de placa de escalera

Se diseñó la placa de la escalera debido a que esta es una placa compuesta por tres muros (figura 5.31). Debido a la geometría de la escalera, el análisis de flexo-compresión de los muros es realizado por tramos, tomando en consideración la influencia de los muros ortogonales. Por otro lado, la resistencia a fuerza cortante es definida solo por el área que se encuentre en paralela a

la fuerza cortante última.

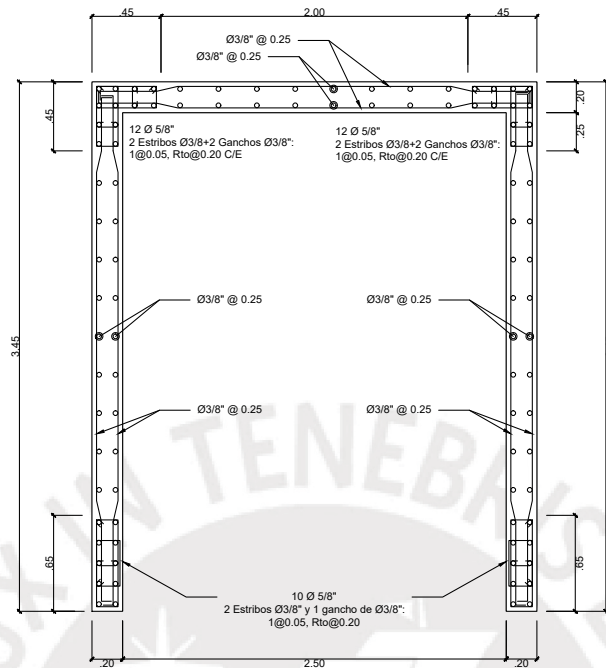


Figura 5.31: Armadura tentativa de placa de escalera

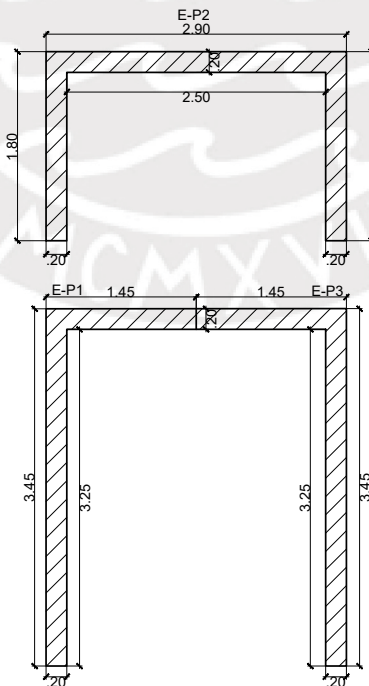


Figura 5.32: Paños de análisis de placa de escalera

Las demandas sísmicas correspondientes a cada paño son paralelas a su dirección longitudinal, debido a la rigidez correspondiente a cada tramo (tabla 5.12). En el hipotético caso de que se analicen las cargas sísmicas ortogonales al paño, se obtendrían resultados extraños debido a que esas fuerzas no están siendo soportadas por el paño evaluado, sino el ortogonal.

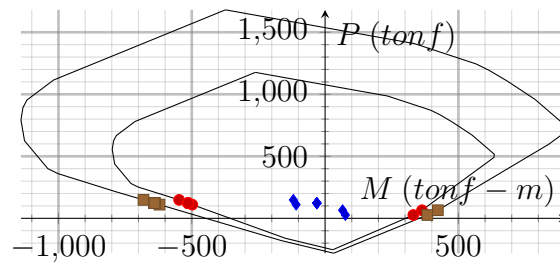
Tabla 5.12: Demandas en servicio de la placa de la escalera

<i>Combinación</i>	<i>P_u tonf</i>	<i>M_u tonf – m</i>	<i>V_u tonf</i>
E-P1			
<i>C_m</i>	76.21	-18.00	3.02
<i>C_v</i>	9.25	-3.34	0.61
<i>S_y</i>	41.73	92.38	14.62
E-P2			
<i>C_m</i>	33.09	0.02	0.35
<i>C_v</i>	2.46	0.03	0.10
<i>S_x</i>	0.35	92.43	23.08
E-P3			
<i>C_m</i>	77.22	-18.60	1.64
<i>C_v</i>	9.46	-3.39	0.39
<i>S_y</i>	42.34	93.02	17.28

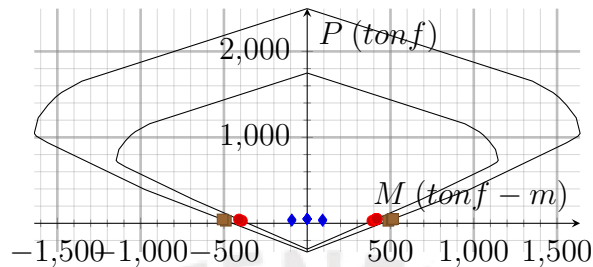
Diseño de aceros verticales de la placa de escalera

Debido a que las placas no cuentan con un área tributaria grande, estas se comportaran como vigas en voladizo. Entonces, se requieren unos núcleos confinados que puedan proveer la resistencia a flexión pura adecuada. Así también, se procuró mantener una simetría en el área de acero vertical confinado para no romper abruptamente la simetría del diagrama de flexo-compresión.

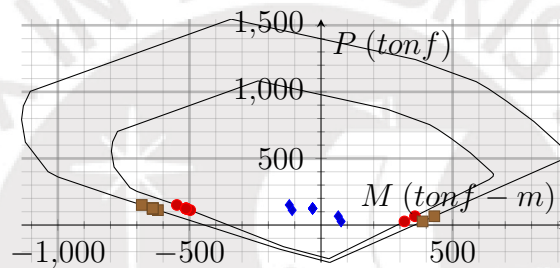
El armado tentativo de aceros verticales corresponde a núcleos confinados de 12 aceros de $\phi 5/8''$ y aceros distribuidos de $\phi 3/8''$ cada 0,25 m (figura 5.31). Esta armadura es verificada con diagramas de flexo-compresión y las combinaciones de diseño correspondientes a cada paño (figura 5.33).



(a) Paño E-P1



(b) Paño E-P2



(c) Paño E-P3

Figura 5.33: Diagramas de interacción de las placas de la escalera

Diseño de núcleos confinados de la placa de escalera

Se expone el proceso de diseño del paño E-P1 del conjunto de la escalera. La verificación de núcleos confinados empleó la ecuación 5.17, figura 5.29 y la nomenclatura de las variables acorde a la figura 5.30.

El conjunto de placas cuentan con una altura de 18.9 m ignorando la altura que se encuentra sobre la azotea. El desplazamiento máximo en el paño analizado es 0.026 m. De esta manera, el valor de control de la profundidad del eje neutro es de 1,16 m.

Tabla 5.13: Núcleos confinados en el paño E-P1

<i>Combinación</i>	$V_u \text{ tonf}$	$M_u \text{ tonf} - m$	$P_u \text{ tonf}$	$c_1 \text{ cm}$	$c_2 \text{ cm}$
$0,9C_m + S_y$	17.33	76.18	26.85	42.07	4.87
$0,9C_m - S_y$	-11.90	-108.58	110.32	69.57	8.54
$1,25C_m + 1,25C_v + S_y$	19.15	65.71	65.09	54.67	6.55
$1,25C_m + 1,25C_v - S_y$	-10.08	-119.05	148.55	82.17	10.22

La zona confinada para los sismos en la dirección positiva se encuentra en la intersección entre el paño E-P1 y E-P2. Entonces, la zona en compresión cuenta con un ancho (bw_2) de 1.45 m hasta que la profundidad del bloque de compresión supere 0.20 m.

$$H_{1_{min}} = \max\left(\frac{c_1}{2}; c_1 - 0,1 * 345\right) = 41,09 \text{ cm} \quad H_1 = 65 \text{ cm}$$

$$H_{2_{min}} = \max\left(\frac{c_2}{2}; c_2 - 0,1 * 350\right) = 5,11 \text{ cm} \quad H_2 = 45 \text{ cm}$$

El análisis indica (tabla 5.13) que no se requieren núcleos confinados en el núcleo N_1 y N_2 debido a que no se supera el valor establecido previamente (1.16 m). Por otro lado, el núcleo N_2 no requiere ese tipo de confinamiento. Así mismo, la altura en la que el núcleo en cuestión debe ser confinado está dada por la expresión de la figura 5.29.

$$\text{Altura confinada} = \max\left(\frac{0,25 * M_u}{V_u}; l_m\right)$$

$$\text{Altura confinada} = \max\left(\frac{0,25 * 120}{10}; 345 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Altura confinada} = 345 \text{ cm}$$

Finalmente, el espaciado de los estribos se rigen bajo el espaciado de una placa sin núcleos especiales. Los límites del espaciado de los núcleos son 25 cm , $16d_b$, $48d_e$ y b . En este escenario, el espaciado de los estribos del núcleo es 20 cm que corresponde al espesor del elemento en compresión (b). De esta manera, los bloques de compresión son confinados de manera que puedan desarrollar su máxima capacidad. Este procedimiento se repite para los paños E-P2 y E-P3.

Diseño de aceros horizontales de la placa de escalera

El diseño de los aceros horizontales se realizó aplicando las ecuaciones 5.20 y 5.21. Adicionalmente, se consideró la redundancia de nuestros paños, ya que soportan más del 30 % de la fuerza cortante basal, para la amplificación de fuerzas cortantes (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006b). Los resultados de la amplificación por capacidad y redundancia son mostrados en la tabla 5.14.

$$V_u = 1,25 * (V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}})$$

Tabla 5.14: Análisis cortante de placa E-P1 de escalera

Combinación	V_{ua} tonf	V'_u tonf	Redundancia	V_u tonf
$0,9C_m + S_y$	17.33	43.33	S'_i	47.66
$0,9C_m - S_y$	11.90	29.75	S'_i	32.73
$1,25C_m + 1,25C_v + S_y$	19.15	47.88	S'_i	52.66
$1,25C_m + 1,25C_v - S_y$	10.08	25.20	S'_i	27.72

La fuerza cortante máxima es empleada para calcular el acero horizontal requerido y su espaciamiento. Primero, se verifica que la placa no se encuentre sobre-estresada. Segundo, se determina el espaciamiento requerido. Finalmente, se asigna un espaciamiento menor al requerido. El diseño consideró dos filas de aceros de $\phi 3/8''$ de grado 60.

$$V_u \leq 2,6 * 345 * 20 * \sqrt{210} \quad Ok$$

$$V_c = 0,53 * 0,80 * 345 * 20 * \sqrt{210} = 42,40 \text{ tonf}$$

$$V_{sreq} = \frac{52,66}{0,85} - 42,40 = 19,55 \text{ tonf}$$

$$s_{req} = \frac{0,80 * 345 * 4200 * 1,42}{19550} = 0,84 \text{ m}$$

Seguidamente, se verifican las cuantías mínimas de aceros horizontales y verticales.

$$\begin{aligned} p_{h_{min}} &= 0,0025 & p_{v_{min}} &= 0,0025 \\ p_{h_{col}} &= \frac{1,42/0,25}{20 * 100} & p_{v_{col}} &= \frac{1,42/0,25}{20 * 100} \\ p_{h_{col}} &= 0,00284 & p_{v_{col}} &= 0,00284 \end{aligned}$$

De esta forma, el diseño de la placa de escalera es concluido con las cuantías colocadas de aceros verticales y horizontales de $\phi 3/8$ espaciados cada $0,25 \text{ cm}$. El diseño propuesto en la figura 5.31 es verificado como adecuado.

5.7. Diseño de cimentaciones

El dimensionamiento y diseño de cimentaciones es realizado acorde a las fuerzas generadas por la superestructura. Los parámetros preliminares a tomar en consideración para elegir el sistema de cimentación y materiales son la capacidad portante, agresividad, y licuefacción.

El estudio de mecánica de suelos determino que la capacidad portante del suelo a $1,2 \text{ m}$ de profundidad es $3,5 \text{ kg/cm}^2$. La napa freática es no existente, descartando de esta forma licuefacción. También, el terreno no es agresivo con el concreto debido a la ausencia de sulfatos.

La estructura será soportada por zapatas aisladas, zapatas conectadas y vigas de cimentación. El diseño es validado empleando las combinaciones al inicio de la sección 3.1. Los esfuerzos aplicados sobre el suelo son evaluados bajo condiciones de servicio (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006a).

La cimentación debe ejercer menos esfuerzos sobre el terreno que el esfuerzo admisible. Asimismo, el alto de la cimentación debe ser tal que soporte los criterios de punzonamiento y fuerza cortante. Adicionalmente, el acero de refuerzo colocado es asignado en función a los momentos flectores presentados.

5.7.1. Verificación de esfuerzos

Es necesario la verificación de los esfuerzos a los que el suelo es sometido por acción de la estructura. Para la finalidad de la verificación de esfuerzos y dimensionamiento, la magnitud de las cargas son amplificadas y la resistencia del suelo es reducida para su posterior resistencia.

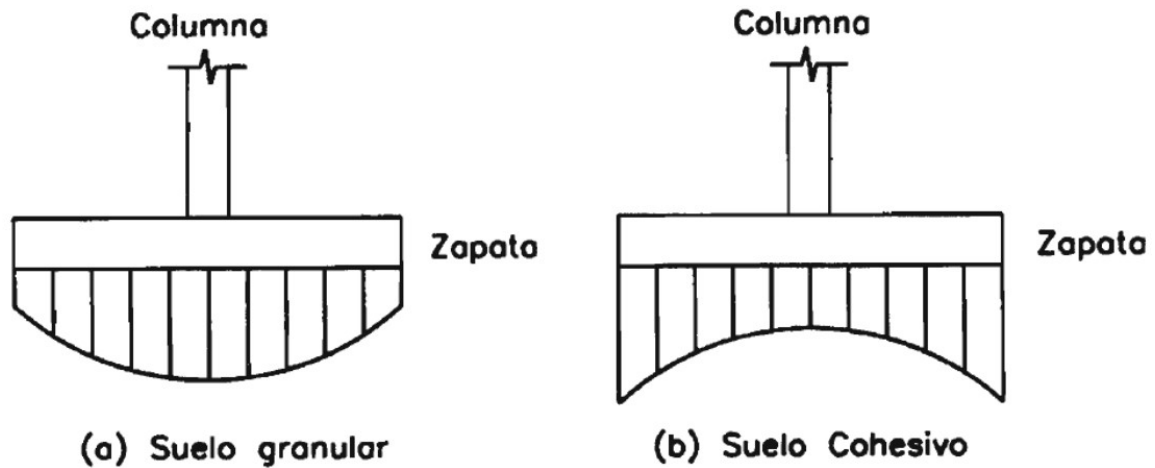


Figura 5.34: Distribución de esfuerzos del suelo granular y cohesivo
Fuente: Higashi Luy, 2022

La distribución de esfuerzos depende del tipo de suelo pero para el diseño y análisis de las cimentaciones se toman dos hipótesis (Higashi Luy, 2022):

- La cimentación es rígida
- El suelo es homogéneo, elástico y aislado del suelo circundante

Con estas hipótesis planteadas, las relaciones de flexocompresión en elementos homogéneos aplican.

$$\sigma = \frac{P}{X * Y} \pm \frac{M_x * x}{I_{y-y}} \pm \frac{M_y * y}{I_{x-x}} \quad (5.22)$$

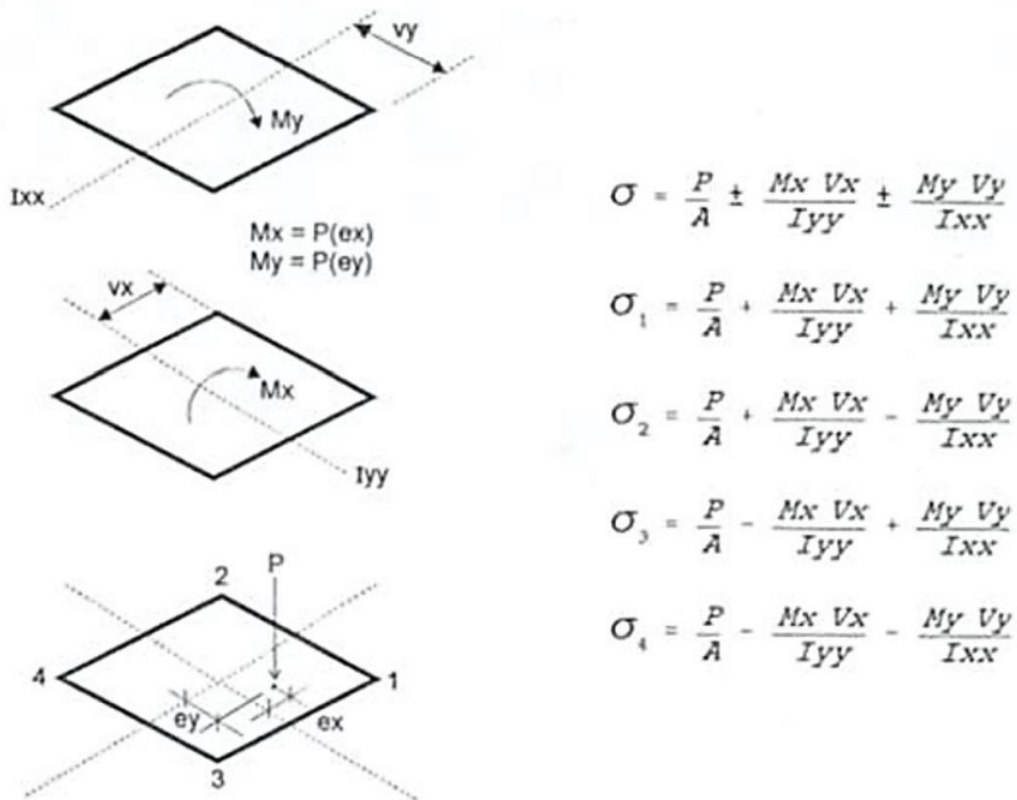


Figura 5.35: Análisis de esfuerzos bidireccionales
Fuente: Higashi Luy, 2022

Para el análisis en una zapata aislada se puede emplear la siguiente relación que simplifica la ecuación previa:

$$\sigma = \frac{P}{B * L} \pm \frac{6 * M_B}{B * L^2} \pm \frac{6 * M_L}{B^2 * L} \quad (5.23)$$

Esta relación será válida hasta el punto en el que los esfuerzos sean 0. Para esfuerzos mayores, se debe realizar una redistribución de esfuerzos mediante las relaciones de Meyerhoff, las que analizan la excentricidad. Cuando:

$$e = \frac{M}{P} > L/6$$

$$\sigma_{max} = \frac{2P}{3 * (0,5L - e) * B}$$

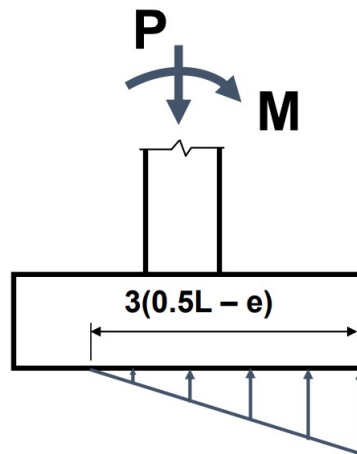


Figura 5.36: Redistribución de esfuerzos
Fuente:Higashi Luy, 2022

5.7.2. Verificación de punzonamiento

El mecanismo de falla por punzonamiento ocurre cuando las fuerzas cortantes alrededor de un punto de apoyo supera la capacidad de corte del perímetro. La fuerza de corte del perímetro es determinada mediante el esfuerzo máximo aplicado a toda la superficie de la zapata y el área tributaria al exterior de la superficie de falla.

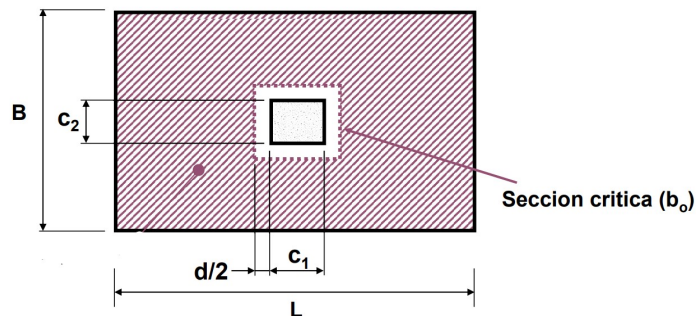


Figura 5.37: Área tributaria para el cálculo de fuerza punzante
Fuente:Higashi Luy, 2022

La resistencia de punzonamiento del perímetro de la zona de análisis está dado por la siguiente expresión:

$$\phi V_c = 0,85 * (1,06 * \sqrt{f'_c} * b_o * d)$$

y esta resistencia sigue el criterio de diseño de resistencia 5.1.

Verificación de resistencia a fuerzas cortantes

El cálculo de las fuerzas de corte de diseño se realiza de una manera similar al cálculo de fuerza de punzonamiento. Para el caso de fuerza de corte, el área tributaria toma todo el ancho de la sección hasta una distancia “ d ” del punto de apoyo (ver 5.38).

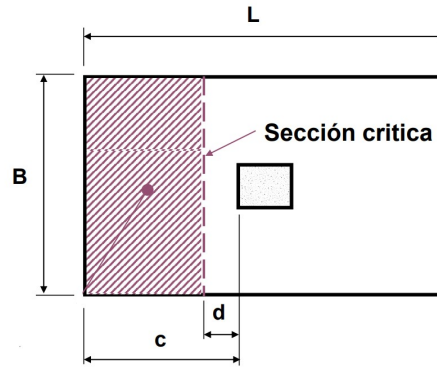


Figura 5.38: Área tributaria para el cálculo de fuerzas de corte
Fuente:Higashi Luy, 2022

La resistencia a las fuerzas de corte de la sección para la cual se calculó la fuerza última está dada por la expresión 5.14 multiplicada por su respectivo ϕ . En otras palabras, el comportamiento de una zapata es similar al de una viga.

5.7.3. Diseño de resistencias a momentos de flexión

El diseño de elementos a momentos de flexión emplea el mismo procedimiento que el de una viga o losa maciza. Este procedimiento fue explicado al inicio de la sección 5.1. El cálculo de los momentos últimos se realiza respecto al volado de la zapata empleando el esfuerzo máximo amplificado de la verificación de esfuerzos.

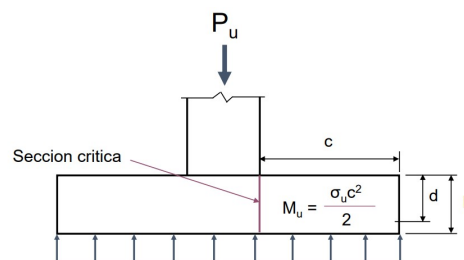


Figura 5.39: Esquema del esfuerzo último en zapatas
Fuente:Higashi Luy, 2022

5.7.4. Cimentación de columna C-02

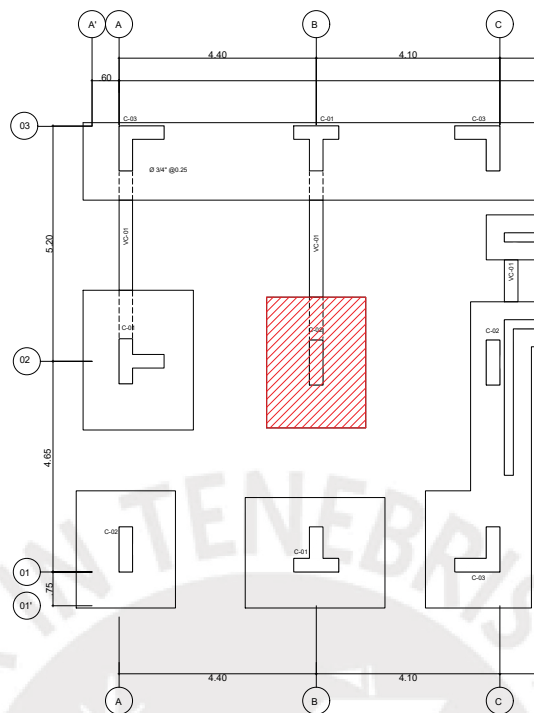


Figura 5.40: Ubicación de la cimentación de la columna C-02

Combinación	P_u ton.f	M_2 ton.f – m	M_3 ton.f – m
C_m	108.46	0.17	-0.78
C_v	25.61	0.02	-0.14
S_x	11.37	3.45	5.85
S_y	2.95	0.91	19.73

Tabla 5.15: Cargas de cimientos

Predimensionamiento

La dimensión de la zapata es definida en función a los casos de servicio. El caso de servicio empleado para el predimensionamiento de la cimentación es el correspondiente a solo la acción de la gravedad. Además, el predimensionamiento se realizó empleando el volado de la cimentación

como variable y asumimos un peralte de 0,60 m.

$$A_{req} = \frac{134}{0,9 * \sigma} \quad \sigma = 3,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_{req} = 4,26 \text{ m}^2$$

$$Volado = 0,95 \text{ m}$$

$$A_{cim} = (B_{col} + 2 * 0,95) * (H_{col} + 2 * 0,95) \quad B_{col} = 0,30 \text{ m} \quad H_{col} = 1,00 \text{ m}$$

$$A_{cim} = 6,38 \text{ m}^2$$

Verificación de esfuerzos axiales

Las verificaciones que se deben realizar corresponden a los casos de sismo considerando el comportamiento biaxial. La cimentación cuenta con cargas adicionales provenientes del terreno, losa de contrapiso y el peso propio de esta.

Tabla 5.16: Codificación de combinaciones de servicio

Combinación	Código
$0,75(C_m + C_v + 0,80S_x)$	1
$0,75(C_m + C_v - 0,80S_x)$	2
$0,75(C_m + C_v + 0,80S_y)$	3
$0,75(C_m + C_v - 0,80S_y)$	4
$C_m + C_v$	5

Los esfuerzos sobre terreno se comportan como lo descrito en la ecuación 5.22. Los esfuerzos máximos son amplificados en un factor de 1.5 para conseguir el esfuerzo último correspondiente. El factor de amplificación es calculado considerando la proporción entre carga viva y carga muerta para la combinación de gravedad última.

El máximo esfuerzo corresponde a la combinación 5 de la tabla 5.16. Este esfuerzo será considerado como constante en toda la base de la cimentación para el diseño por resistencia.

$$\sigma_{max} = 24,05 \text{ tonf/m}^2$$

$$\sigma_u = 36,07 \text{ tonf/m}^2$$

Tabla 5.17: Verificación de esfuerzos sobre el terreno por cargas de servicio (tabla 5.16)

	1	2	3	4	5
$P_u \text{ tonf}$	108.83	108.83	99.74	101.29	134.07
$M_2 \text{ tonf} - m$	-2.33	-2.33	0.27	0.06	0.20
$M_3 \text{ tonf} - m$	-1.20	-1.20	14.26	-15.61	0.92
P_u/A	17.06	17.06	15.63	15.88	21.01
$\frac{M_2 * \frac{B}{2}}{I_{LL}}$	1.00	-1.00	0.12	0.03	0.08
$\frac{M_3 * \frac{L}{2}}{I_{BB}}$	0.39	-0.39	4.62	-5.06	0.30
σ_{max}	18.45	15.67	20.37	10.84	20.63
$\sigma_{max} + T_{\text{terreno}}$	21.10	18.32	23.02	13.49	24.05

Verificación de resistencia de fuerza cortante

La verificación de resistencia de fuerza cortante se realizó en el sentido largo de la cimentación. Sin embargo, se observa que ambas expresiones (V_u y ϕV_c) cuentan como factor común la dimensión del lado analizado. Por lo tanto, se garantiza que la resistencia de fuerza cortante no depende de la dirección analizada y si del volado.

$$V_u = 36,07 * (220 * (95 - 53)) = 33,33 \text{ tonf}$$

$$\phi V_c = 0,85 * (0,53 * 53 * 220 * \sqrt{210}) = 76,12 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia de fuerza punzante

La fuerza de punzonamiento depende de los volados y es reducida en función al peralte de la cimentación. Por otro lado, la resistencia de punzonamiento solo incrementa en función al peralte de la cimentación.

$$V_u = 36,07 * (6,38 - (1 + 0,53) * (0,3 + 0,53)) = 184,33 \text{ tonf}$$

$$\phi V_{cp} = 0,85 * 1,06 * (100 + 53 + 30 + 53) * 2 * 53 * \sqrt{210} = 326,63 \text{ tonf}$$

Verificación de resistencia de momentos flectores

El momento flector depende del volado en la dirección de análisis. El volado de la cimentación fue constante en todas las direcciones, por ello, solo se requiere analizar un volado para obtener

el diseño por flexión.

$$\begin{aligned} Volado &= 95,00 && cm \\ F_u &= 36,07 * 0,95 * 1 && = 34,27 \text{ tonf/ml} \\ M_u &= 34,27 * 0,95/2 && = 16,28 \text{ tonf * m/ml} \end{aligned}$$

El cálculo del acero requerido tomo en consideración los límites de acero, y el requerimiento de refuerzo por demandas de flexión.

$$\begin{aligned} A_{s_{req}} &= \frac{0,85 * 1,95 * 100 * 210}{4200} && = 8,28 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{min}} &= 0,0018 * 60 * 100 && = 10,80 \text{ cm}^2 \\ A_{s_{col}} &= 3/4'' \text{ espaciado cada } 0,25m && = 11,36 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

El acero colocado corresponde a aceros de 3/4" espaciados 0,25 m en ambas direcciones.

5.7.5. Cimentacion de placas

La distribución de espacios en la planta concentró la placa de la escalera y cuatro columnas de manera próxima entre si. La evaluación de una cimentación aislada para cada placa y columna se vio complicada debido a los esfuerzos sobre el terreno (figura 5.41). Debido a esto, se estructuró una cimentación combinada conectada a otros elementos mediante vigas de cimentación.

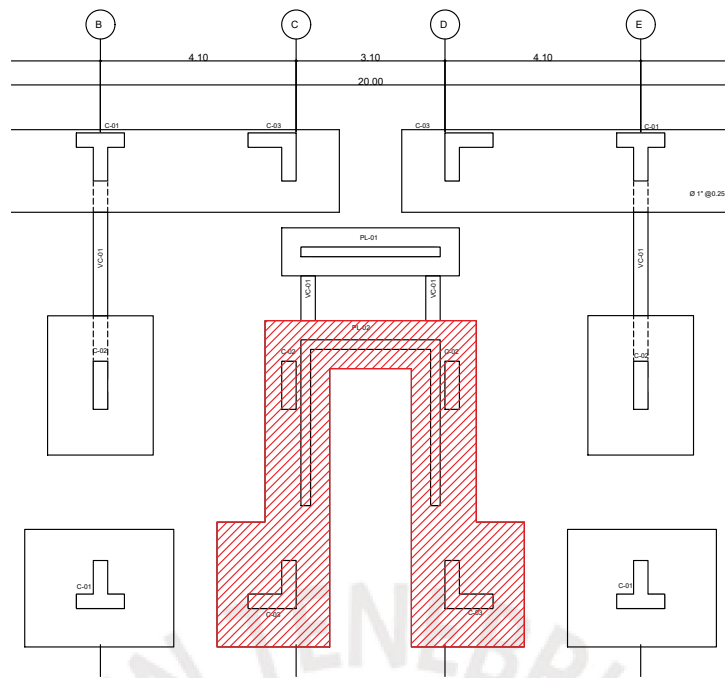
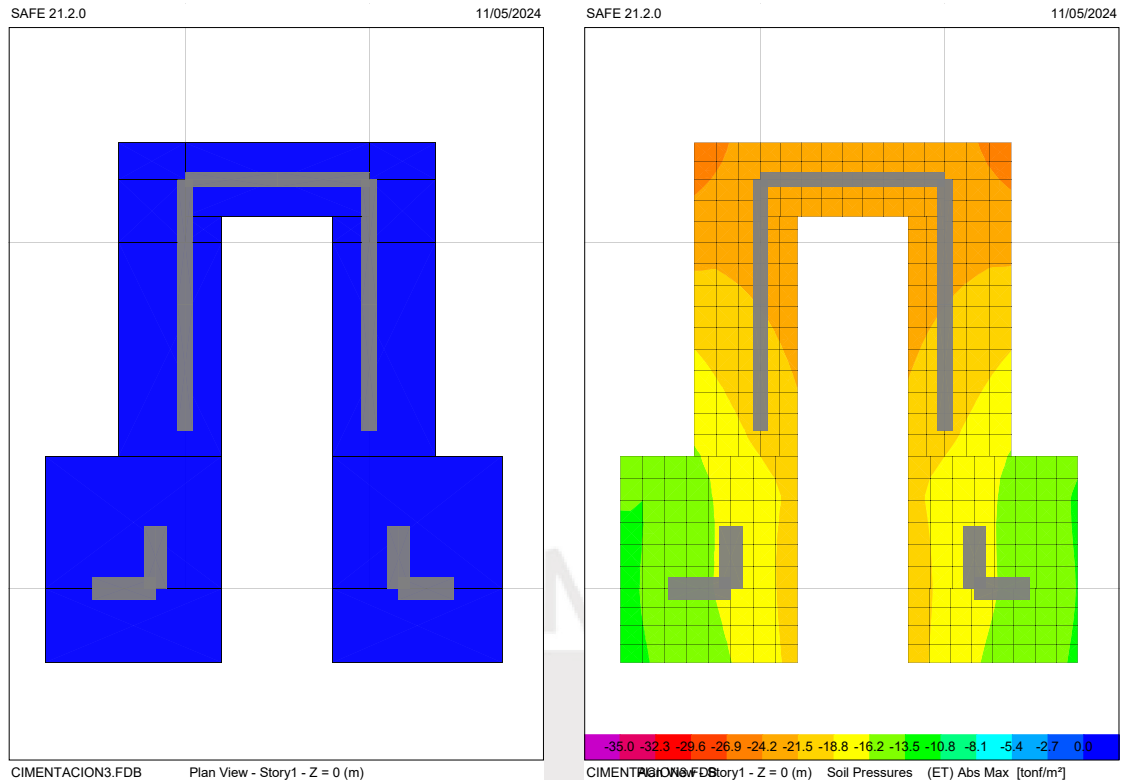


Figura 5.41: Distribución de placas

Predimensionamiento y verificación de esfuerzos axiales

El modelado de la cimentación se encuentra en la figura 5.42a. El análisis se realizó en el programa SAFE empleando las cargas obtenidas del modelo analítico ETABS. La envolvente de esfuerzos aplicados por la cimentación son menores al esfuerzo máximo admisible por el terreno (figura 5.42b).



(a) Modelado de platea de cimentación

(b) Envoltorio de esfuerzos sobre el terreno ($\sigma_{max} = 35 \text{ ton.f} - \text{m}^2$)

Figura 5.42: Estructuración de la cimentación

Verificación de resistencia de fuerza cortante

Se deben verificar la resistencia de fuerza cortante. En el aspecto técnico del análisis de la cimentación, podemos calcular la resistencia a la fuerza cortante por metro lineal y compáralo con las fuerzas resultantes en lugar de integrar los esfuerzos por en el área de falla (figura 5.38).

$$\phi V_c = 0,85 * (0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d) \quad b = 100 \text{ cm} \quad d = 53 \text{ cm}$$

$$\phi V_c = 0,85(0,53 * \sqrt{210} * 100 * (53))$$

$$\phi V_c = 34,60 \text{ ton.f}/\text{m}_l$$

La resistencia por fuerza cortante no es superada en ninguna parte de la cimentación (figura 5.43). Se observan concentraciones de esfuerzos cortantes en las uniones de vigas de cimentación, sin embargo estos esfuerzos tampoco superan la resistencia al corte provista por el concreto y en el caso de serlo, podrían considerarse el aporte de los estribos de la viga de cimentación.

En caso de que se requiera una resistencia mayor, el procedimiento es ensanchar esa sección para incrementar la resistencia a la fuerza cortante.

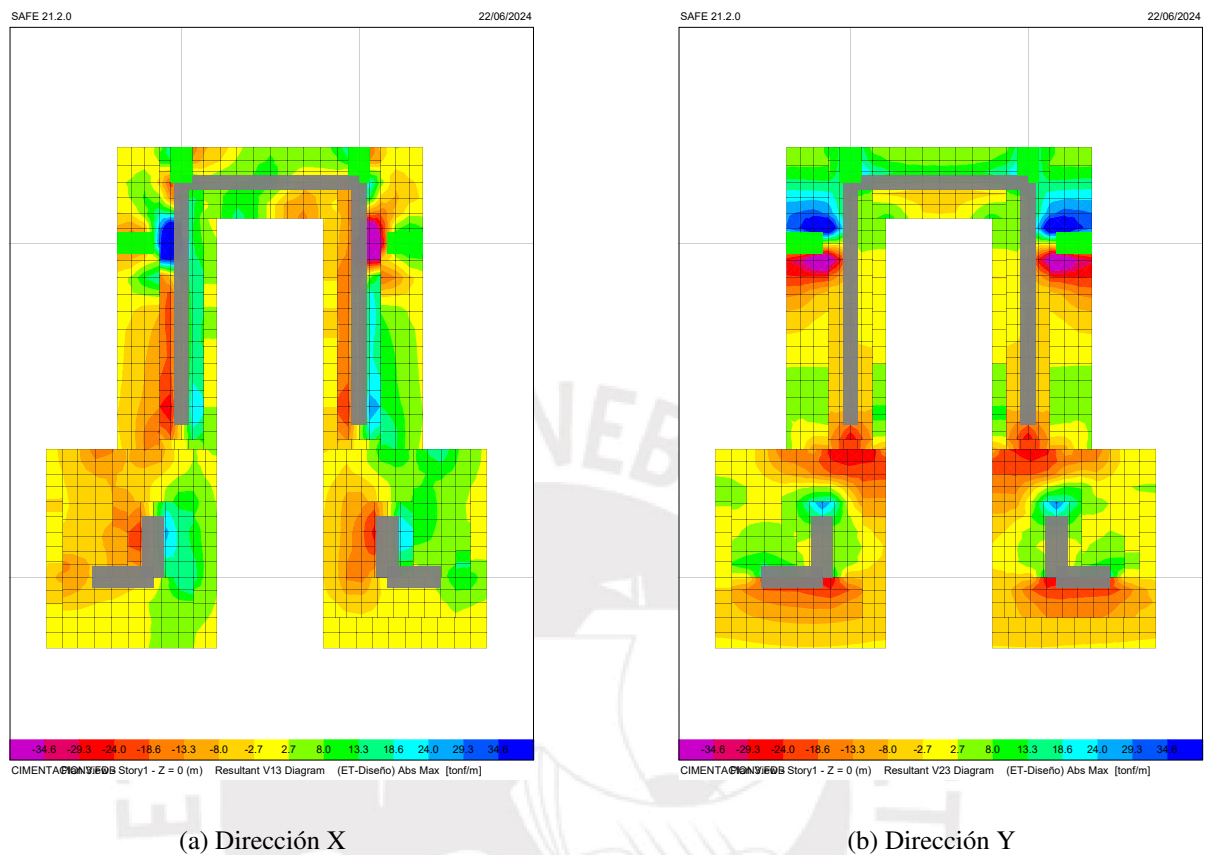


Figura 5.43: Envolvente de cortante en platea de cimentación ($\phi V_c = 21,54 \text{ ton.f/ml}$)

Verificación de resistencia de fuerza punzante

La verificación de punzonamiento no puede realizarse con la envolvente de fuerzas debido a que el punzonamiento es una falla en simultaneo en todo el perímetro a una distancia ' $d/2$ ' del elemento punzante. La verificación de punzonamiento se realizo con la codificación de la figura 5.44.

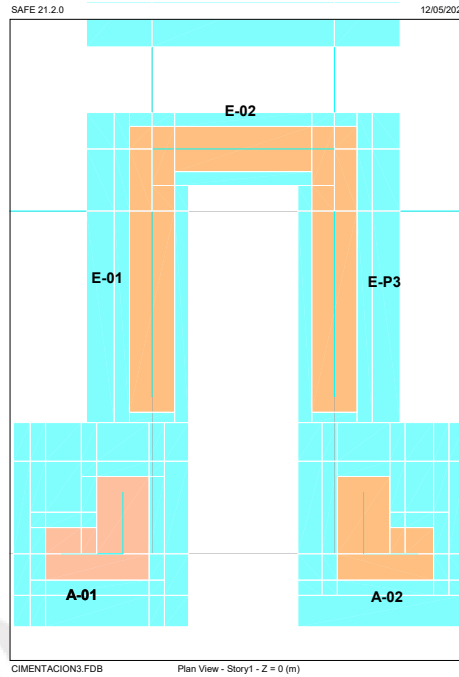


Figura 5.44: Area punzonada de placas

Tabla 5.18: Demandas de punzonamiento en servicio

Placa	Combinación	V_u tonf
E-P1,2,3	$C_m + C_v$	128.67
	$0,75(C_m + C_v + 0,80S_y)$	107.43
	$0,75(C_m + C_v + 0,80S_x)$	99.83
A-P1	$C_m + C_v$	31.23
	$0,75(C_m + C_v + 0,80S_y)$	27.04
	$0,75(C_m + C_v + 0,80S_x)$	39.51
A-P2	$C_m + C_v$	26.71
	$0,75(C_m + C_v + 0,80S_y)$	23.70
	$0,75(C_m + C_v + 0,80S_x)$	40.15

Las demandas de punzonamiento son diferentes a las demandas de las placas sobre las plateas debido a la fuerza normal del terreno. El perímetro de la zona punzada (b_o) es el perímetro de la placa sumando 4 veces el peralte efectivo de la platea. La zona punzada en la placa de la escalera fue considerada como cuadrada debido a la concentración de fuerzas cortantes alrededor de ese

perímetro a causa de la viga de cimentación en esa zona.

$$\phi V_{cp} = 0,85 * (1,06 * \sqrt{f'c} * b_o * d) \quad V_u = V_{ser} * 1,5$$

$$b_o = 21,32m \quad \phi V_{cpE-P1,2,3} = 1080 \text{ tonf} \quad V_u = 193 \text{ tonf}$$

$$b_o = 6,12 m \quad \phi V_{cpA-P1} = 310 \text{ tonf} \quad V_u = 59 \text{ tonf}$$

$$b_o = 6,12 m \quad \phi V_{cpA-P2} = 310 \text{ tonf} \quad V_u = 60 \text{ tonf}$$

De esta manera se concluye con la verificación de punzonamiento.

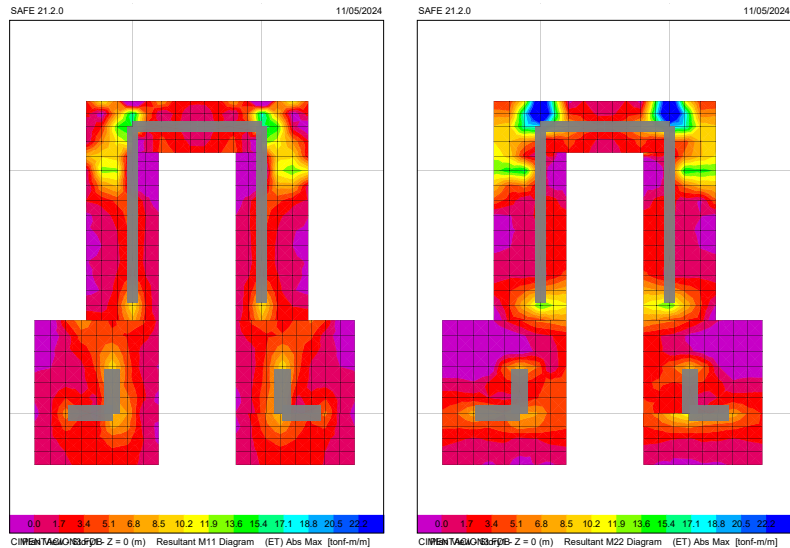
Diseño de resistencia de momentos flectores

El diseño de los aceros de refuerzo para soportar los momentos flectores es similar al diseño de flexión en las losas macizas. Con base en la envolvente de demandas, se eligieron aceros y el espaciado detallado en la tabla 5.19. Estos aceros son colocados a discreción en las zonas que se presenten los momentos flectores en la cara correspondiente al refuerzo.

Tabla 5.19: Diseño de flexión de platea

ϕ in	s m	$\phi M_n \text{ ton.f} - m/m_l$
3/4"	0.25	22.18
5/8"	0.25	15.74
1/2 "	0.25	10.22

El diseño de flexión en la cimentación es regido principalmente por la cuantía mínima. Esta cuantía es la misma que para las losas macizas (0.0018). En ese sentido, el acero distribuido mínimo corresponde a una malla de $\phi 3/4''$ cada 0,25 m. No obstante, similar al diseño planteado de losas macizas, se evaluaron otras armaduras en caso de que se requieran refuerzos en la cara superior de la cimentación.



(a) Dirección X ($\phi M_n < 0; 22,18 >$) (b) Dirección Y ($\phi M_n < 0; 22,18 >$)

Figura 5.45: Envolvente de flexión en platea de cimentación ($tonf - m/m_l$)

En ambas direcciones existen momentos concentrados en las proximidades de la viga de cimentación y se considera que estas son tomadas por los aceros de las vigas de cimentación. La figura 5.45 fue representada mostrando la máxima resistencia a flexión obtenida por la combinación de aceros a utilizar.

5.7.6. Diseño de viga de cimentación

La armadura se compone de 3 aceros corridos de $\phi 3/4''$ y bastones de $\phi 1''$ a conveniencia (tabla 5.20). La viga de cimentación cuenta con un perfil rectangular por ello, el acero colocado brindara la misma resistencia tanto en la cara superior como el inferior.

Tabla 5.20: Diseño de flexión de vigas de cimentación

Característica	#	ϕ pulg	$A_{s_{col}}$ cm^2	ϕM_n $tonf - m$
Corrido	3.00	3/4''	8.52	28.88
Bastón	3.00	1''	23.82	69.02
Bastón	4.00	1''	28.92	81.62
Bastón	5.00	1''	34.02	93.44
Bastón	6.00	1''	39.12	104.49
Bastón	7.00	1''	44.22	114.76

La resistencia de flexión es calculada de la misma manera que se ó para las vigas peraltadas.

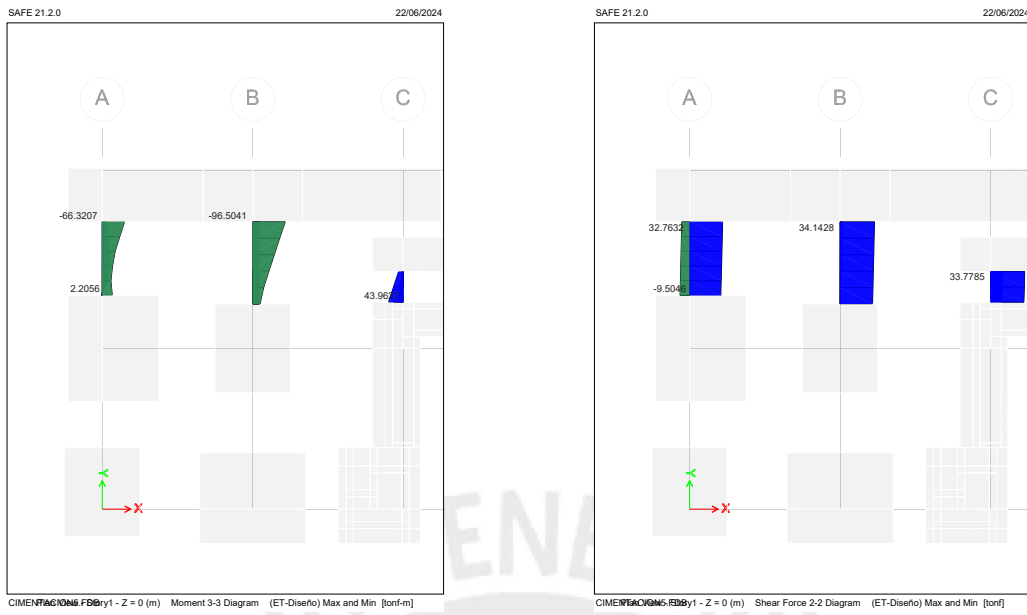
Los resultados de resistencia de las vigas son presentados en las unidades de $ton.f - m$. La resistencia a flexión de la viga de cimentación también puede ser evaluada dentro del elemento *shell* dividiendo el ancho de la viga por su resistencia a flexión para obtener la resistencia (ϕM_n) en las unidades $ton.f - m/ml$.

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,53 * \sqrt{210} * 30 * 86 & V_c &= 19,81 \text{ ton.f} \\
 V_u &= 34,14 \text{ ton.f} & V_{sreq} &= 10,83 \text{ ton.f} \\
 s_{req} &= \frac{2 * 1,29 * 4200 * 86}{10,83 * 1000} & s_{req} &= 86,07 \text{ cm} \\
 s_{col} &= 30 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

La resistencia a la fuerza de corte es calculada empleando estribos de $\phi 1/2$ en base a la máxima demanda presente en la figura 5.46b. De este cálculo se concluye que el espaciado máximo de los estribos debe ser cada 86 *cm* como máximo pero se coloca un espaciado menor para poder realizar el armado de acero de una manera adecuada. Adicionalmente a esto, debido a las dimensiones de la viga de cimentación es necesario colocar varillas en las caras laterales de la viga de cimentación. Estas varillas no serán consideradas para el cálculo de los momentos nominales. El espaciado de estas varillas longitudinales corresponde al menor valor de las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned}
 s &\leq 30 \text{ cm} \\
 s &\leq 38 * \frac{2500}{f_s} - 2,5 * C_c & \leq 148 \text{ cm} \\
 s &\leq 30 * \frac{2500}{f_s} & \leq 131 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

De esta manera decidimos colocar varillas de $\phi 5/8''$ en las caras laterales espaciadas cada 30 *cm*.



(a) Flexion ($M_u = < -58,91; 15,08 > \text{tonf} - m$)

(b) Cortante ($V_u = 32,10 \text{ tonf}$)

Figura 5.46: Envolvente de demandas de vigas de cimentacion

Capítulo 6

Comentarios y conclusiones

- El dimensionamiento de vigas implementó dos tipos de criterios de dimensionamiento. Se encontró más interesante la aproximación del Ing. Morales debido a que su método toma en consideración el ancho tributario en contraste con el método del Ing. Blanco. Así también, existen otras variables que requieren mayor desarrollo durante la etapa del análisis sísmico, como lo es el control de derivas.
- Se estructuró el proyecto en tres torres para evitar la concentración de esfuerzos dentro de la reducción del diafragma debido a la geometría de la arquitectura.
- El control de derivas y torsión se encuentran en ciertos casos relacionados. Cuando solo se puede incrementar la placa en una zona, esta placa reducirá las derivas, pero incrementará la torsión dependiendo de en que zona se encuentre. En este proyecto no se encontró ese problema debido a la geometría de planta y su estructuración cuadrada y simétrica .
- Cuando una estructura es más flexible, las fuerzas sísmicas actuantes son menores. Por otro lado, la estructura debe encontrarse en la capacidad de desarrollar esa flexibilidad, tomando en consideración confinamientos adecuados.
- Las derivas máximas fueron de $6,64 * 10^{-3}$ y $5,86 * 10^{-3}$ en las direcciones X e Y respectivamente. Estos resultados son similares para la otra torre debido a que la estructuración es similar.

- El espectro de sismo dinámico debe ser amplificado para cumplir con los lineamientos de fuerza cortante basal del sísmico estático. Estos factores de escalamiento son 1,25 y 1,36 en las direcciones X e Y respectivamente
- la fuerza cortante basal de diseño es 58,65 *tonf* y 66,60 *tonf* en las direcciones X e Y respectivamente. Ya que el periodo en ambas direcciones fueran menor al valor de T_L , las fuerzas cortantes basales serán diferentes las mismas debido a que se evaluaría con un factor "C" distinto.
- El control de deflexiones es importante para el funcionamiento de la estructura sin inconvenientes como fisuración de elementos no estructurales. No obstante, esta verificación puede ser obviada partir de un predimensionamiento adecuado.
- El empleo de programas de análisis y diseño es controversial entre ingenieros. Una consideración importante para el uso de estos, es la verificación de resultados del análisis de forma manual y contrastar estos resultados con los del programa empleado.
- El diseño de losas aligeradas y losas macizas fue simplificado dado que no existen muchas combinaciones de aceros disponibles para estos elementos. El diseño realizado con aceros de diámetro de $\phi 3/8''$ y $\phi 1/2''$.
- El diseño de vigas bajo los requerimientos sísmicos requería la incorporación de bastones en los extremos de apoyo para mantener el requerimiento de resistencia en los extremos y de forma global.
- El diseño de placas fue realizado de manera similar al de las columnas, con la excepción de la simplificación del modelo analítico para el cálculo de los ejes neutros.
- El diseño de la cimentación se realizó empleando el programa SAFE y los resultados fueron verificados a mano como corroboración de los resultados. Se verificaron las presiones de terreno como validación del modelo analítico y se procedió con el diseño de los elementos mediante los estreses de los elementos Shell.
- El reforzamiento de las zapatas está regido usualmente por el acero mínimo debido al gran peralte que estas poseen. El reforzamiento mínimo es necesario para evitar que las fisuras se presenten de manera concentrada en un solo lugar del elemento.

- En las zapatas combinadas se presentan momentos negativos debido a que más de un elemento vertical se apoya sobre estas.

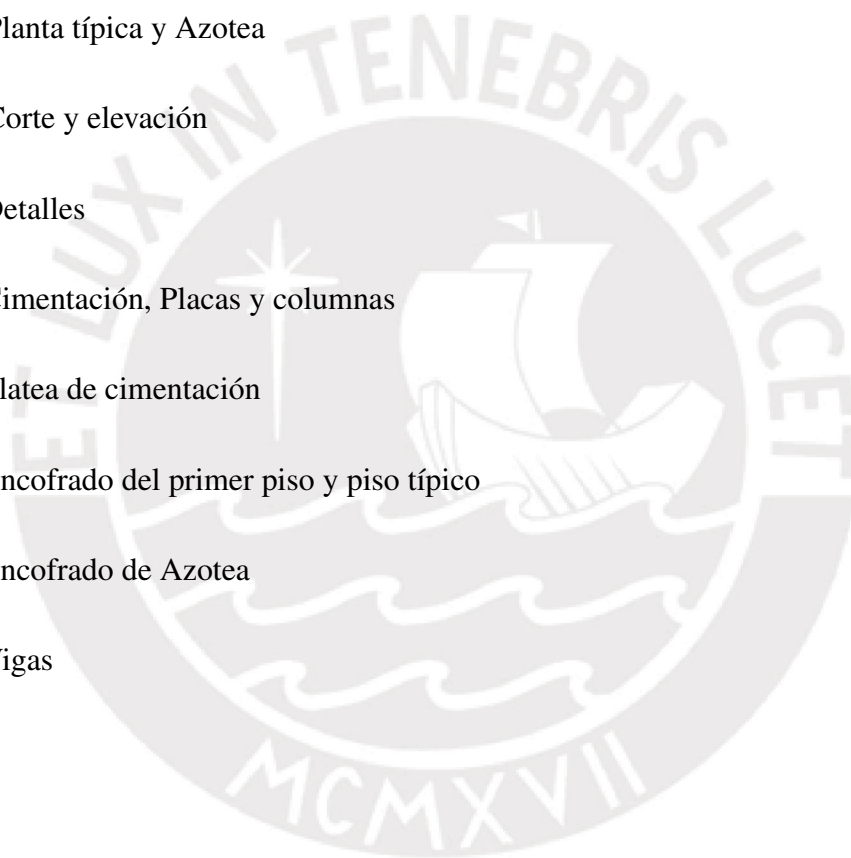


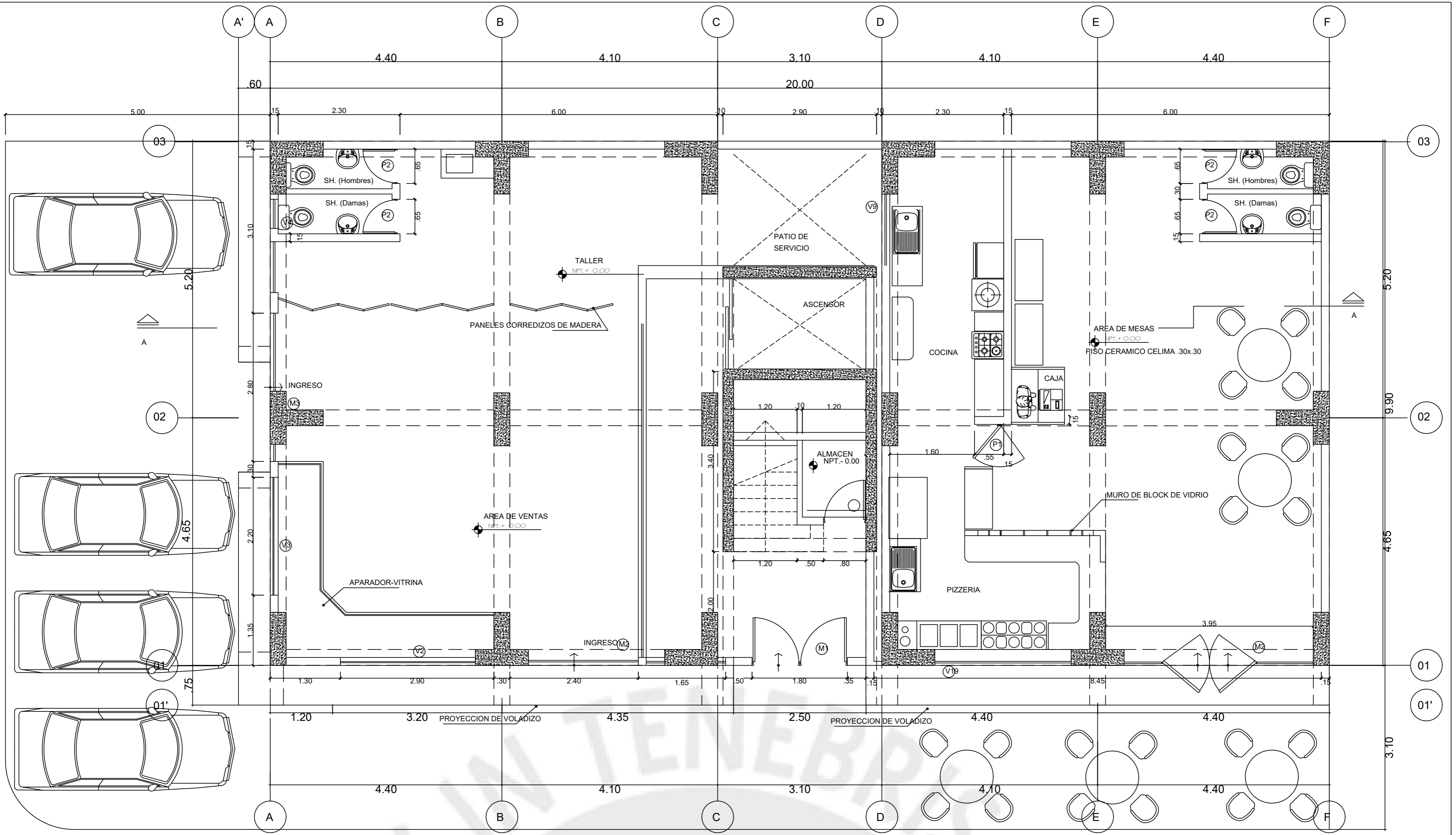
Bibliografía

- Beer, F. P. (P., G., J. M. D., & Murrieta, J. E. M. (2010). *Mecánica de materiales*. McGraw-Hill.
<https://www.elsolucionario.org/mecanica-de-materiales-beer-johnston-5ed/>
- Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto armado. *Colegio de Ingenieros del Perú, 2*.
- Harmsen, T. E. (2017). *Diseño de Estructuras de concreto armado (5a ed.)* Pontificia Universidad Católica de Perú.
- Higashi Luy, J. (2022). *Apuntes del CURSO CONCRETO ARMADO 2*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006a). Norma E.020 Cargas. En *Reglamento Nacional de edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006b). Norma E.030 Diseño sismorresistente. En *Reglamento Nacional de edificaciones*.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006c). Norma E.060 Concreto armado. En *Reglamento Nacional de edificaciones*.
- Morales, R. (2000). *Diseño de concreto armado*. Instituto de la Construcción y Gerencia.
- Muñoz, A. (2021). Apuntes de clase de ingeniería sismorresistente. En *Pontificia Universidad Católica del Perú (PUCP)*.
- Ottazzi Pasino, G. (2015). Apuntes del Curso Concreto Armado 1.

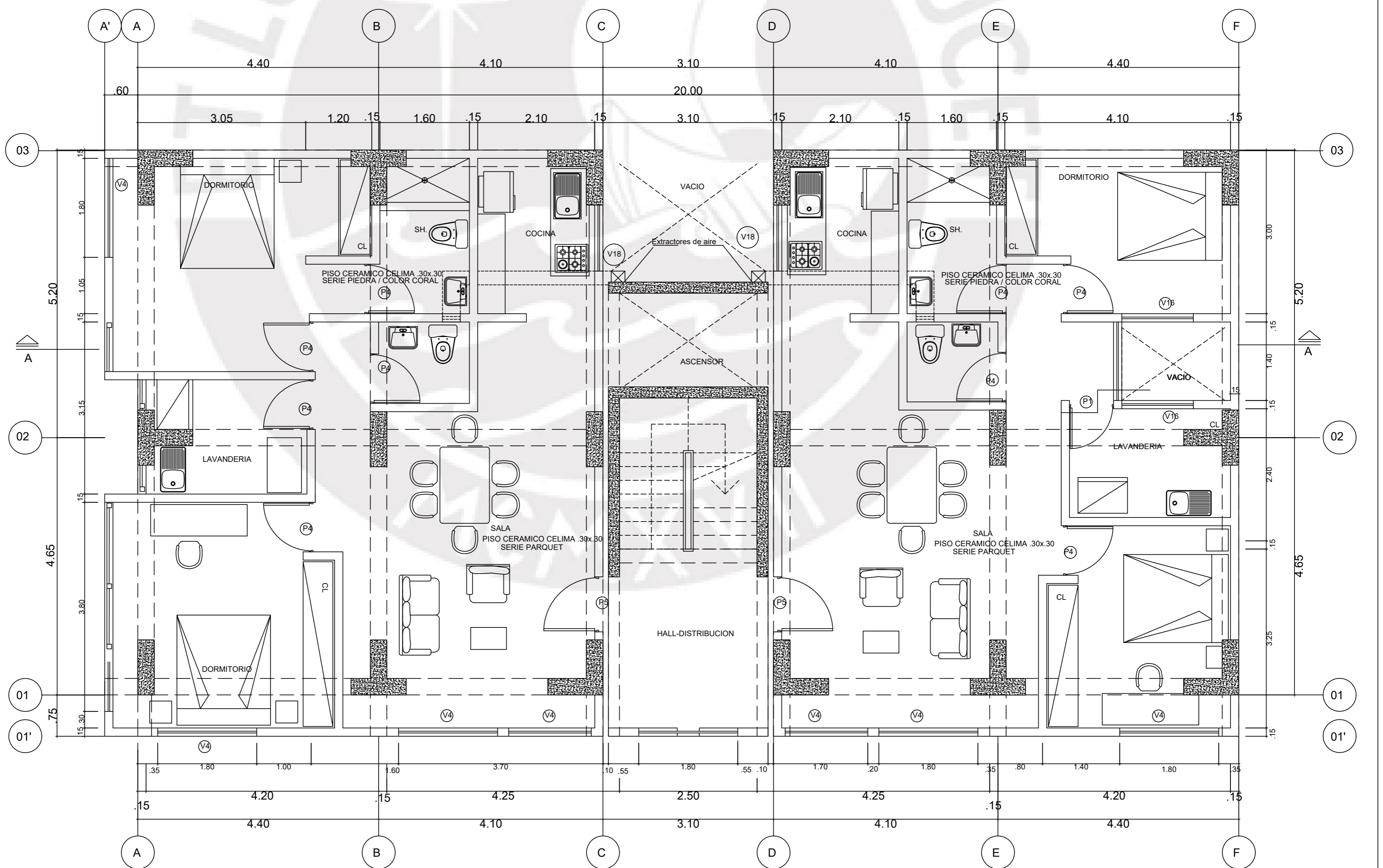
Anexo

1. A-01: Planta base y Segunda base
2. A-02: Planta típica y Azotea
3. A-03: Corte y elevación
4. E-01: Detalles
5. E-02: Cimentación, Placas y columnas
6. E-03: Platea de cimentación
7. E-04: Encofrado del primer piso y piso típico
8. E-05: Encofrado de Azotea
9. E-06: Vigas



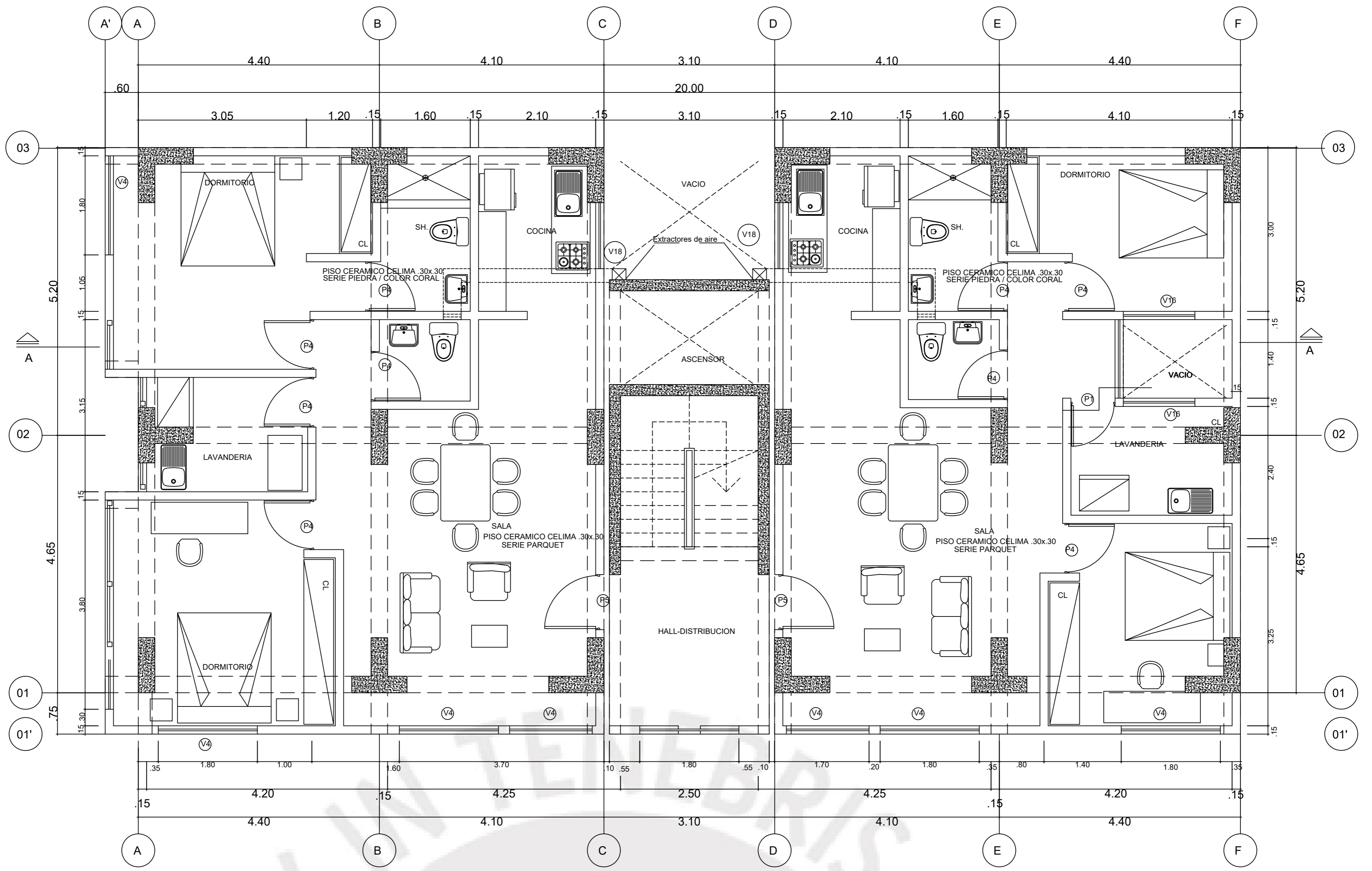


PLANTA ARQUITECTONICA DE PRIMER PISO

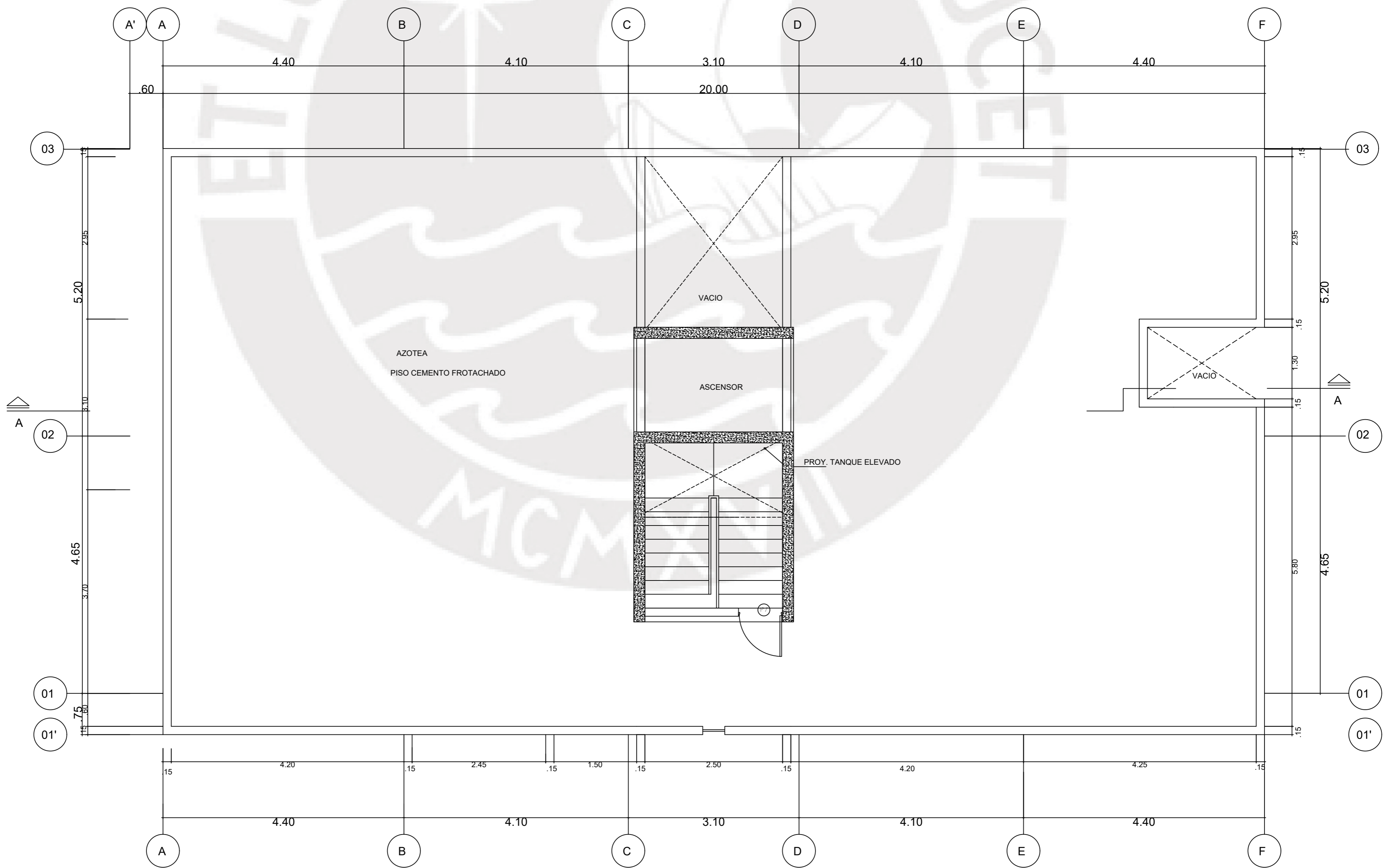


PLANTA ARQUITECTONICA DE SEGUNDO PISO

PROYECTO:		MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS	
CURSO:		TRABAJO DE TESIS	
ESPECIALIDAD:		ARQUITECTURA	
DISEÑO Y DIBUJO:		VLADIMIR MARTINEZ FLORES	
TITULO:		PLANTA BASE Y SEGUNDO PISO	
ESCALA	FECHA		
1:50	JUNIO 2024		
			A-01
			LAMINA
			A-01
			1 DE 3

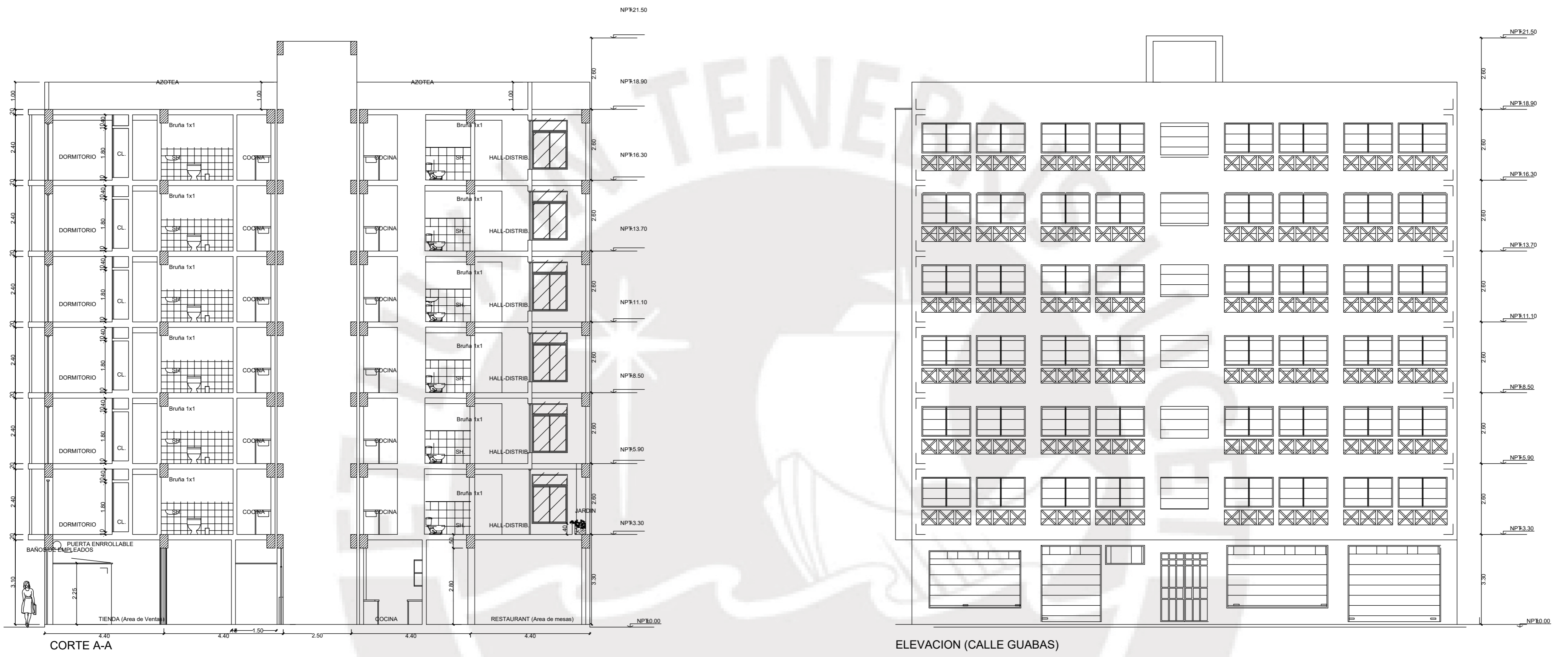


PLANTA ARQUITECTONICA DE PISO TIPICO

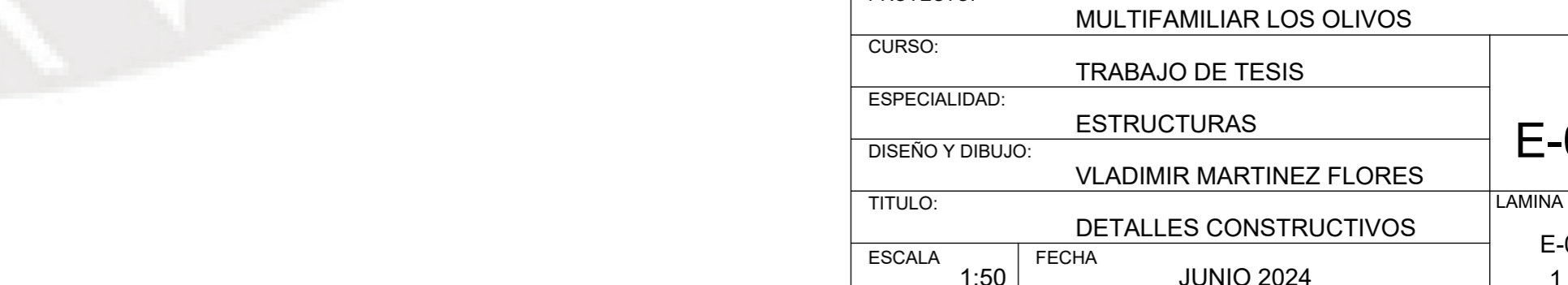
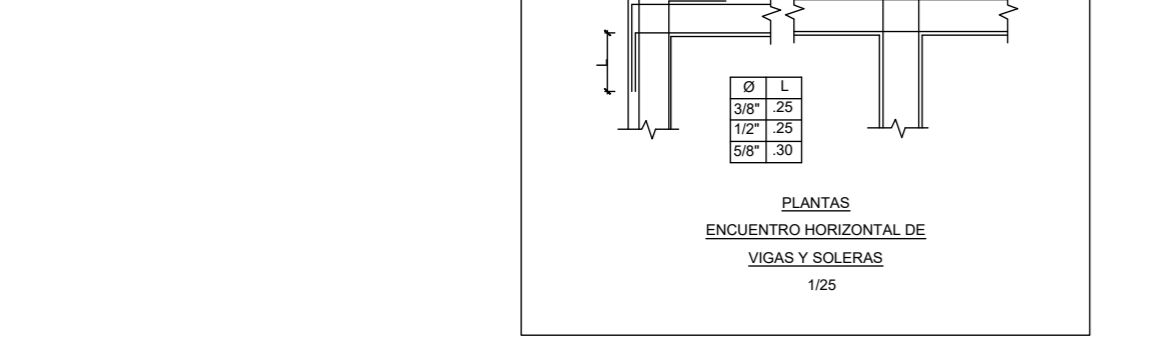
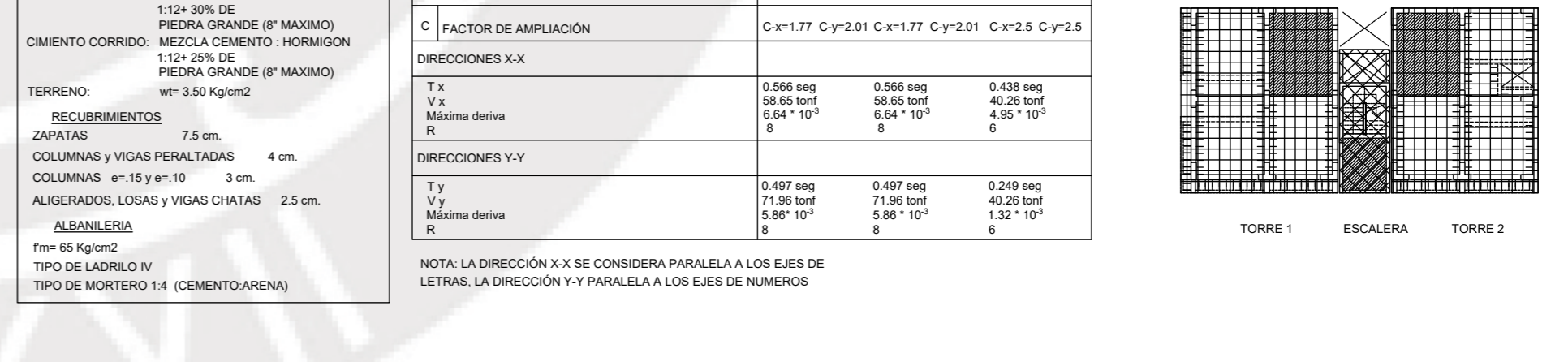
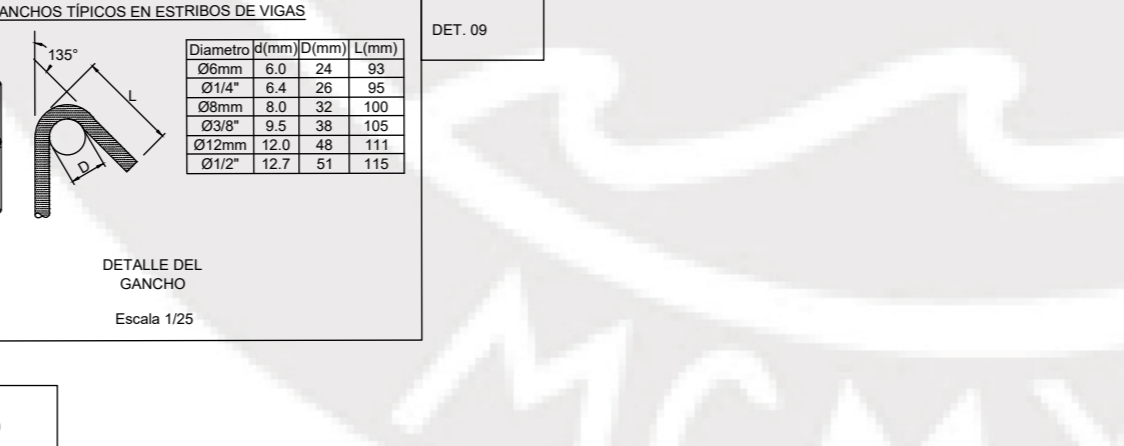
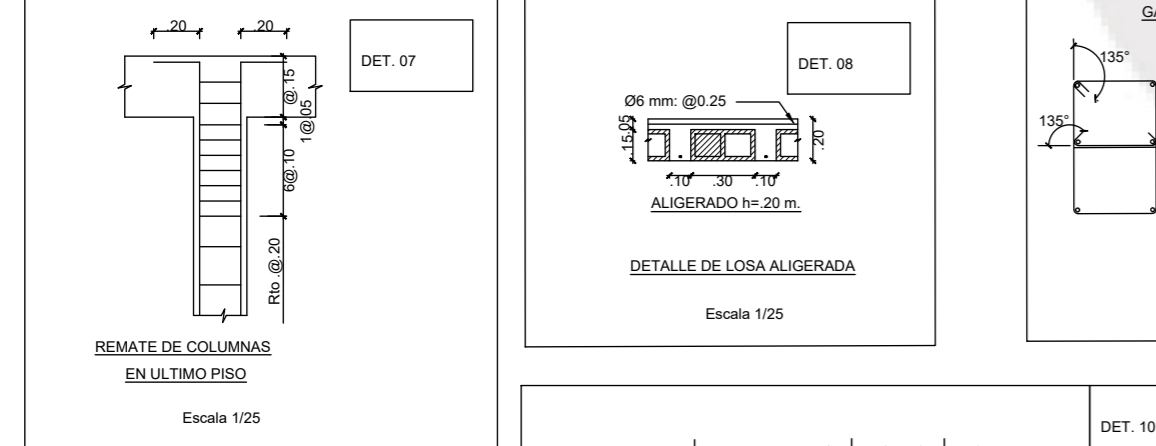
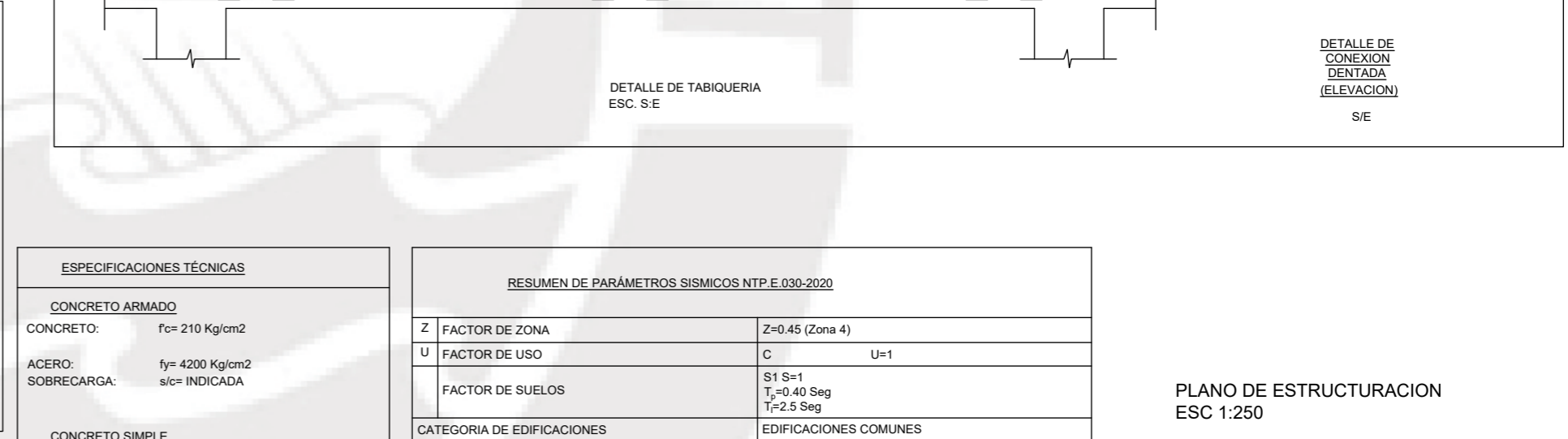
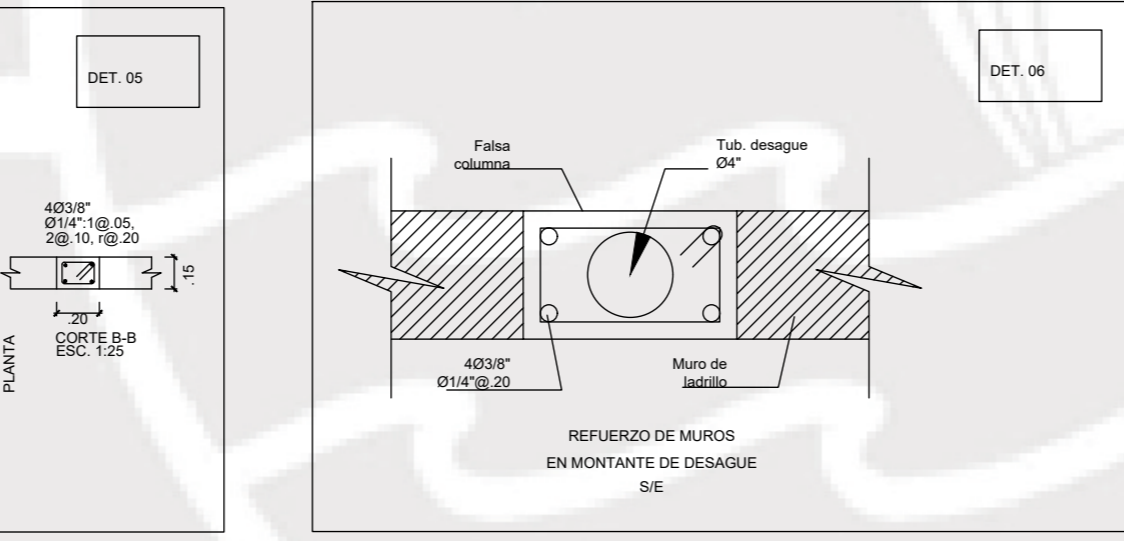
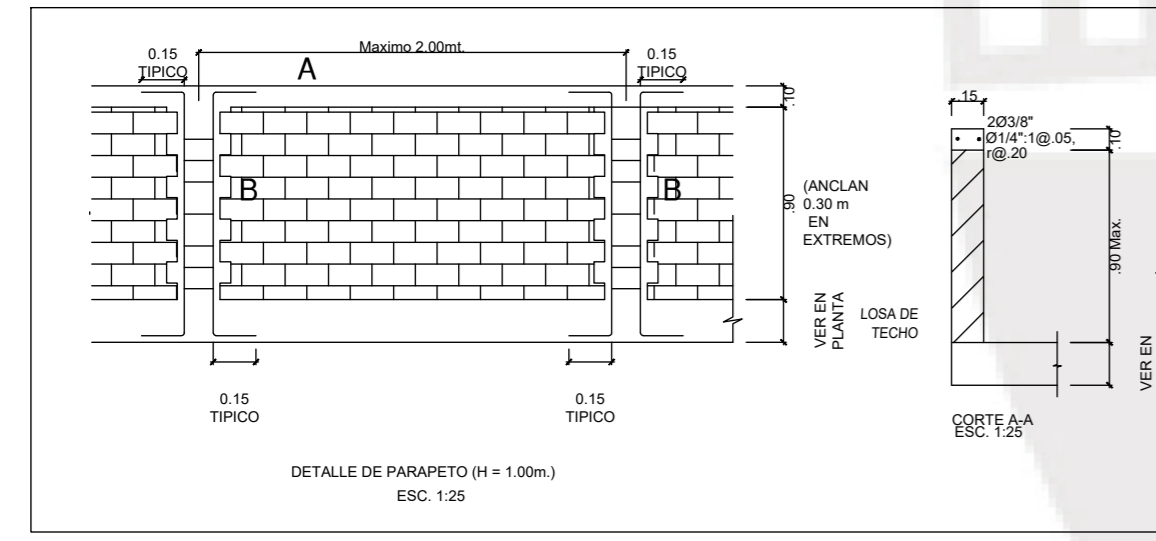
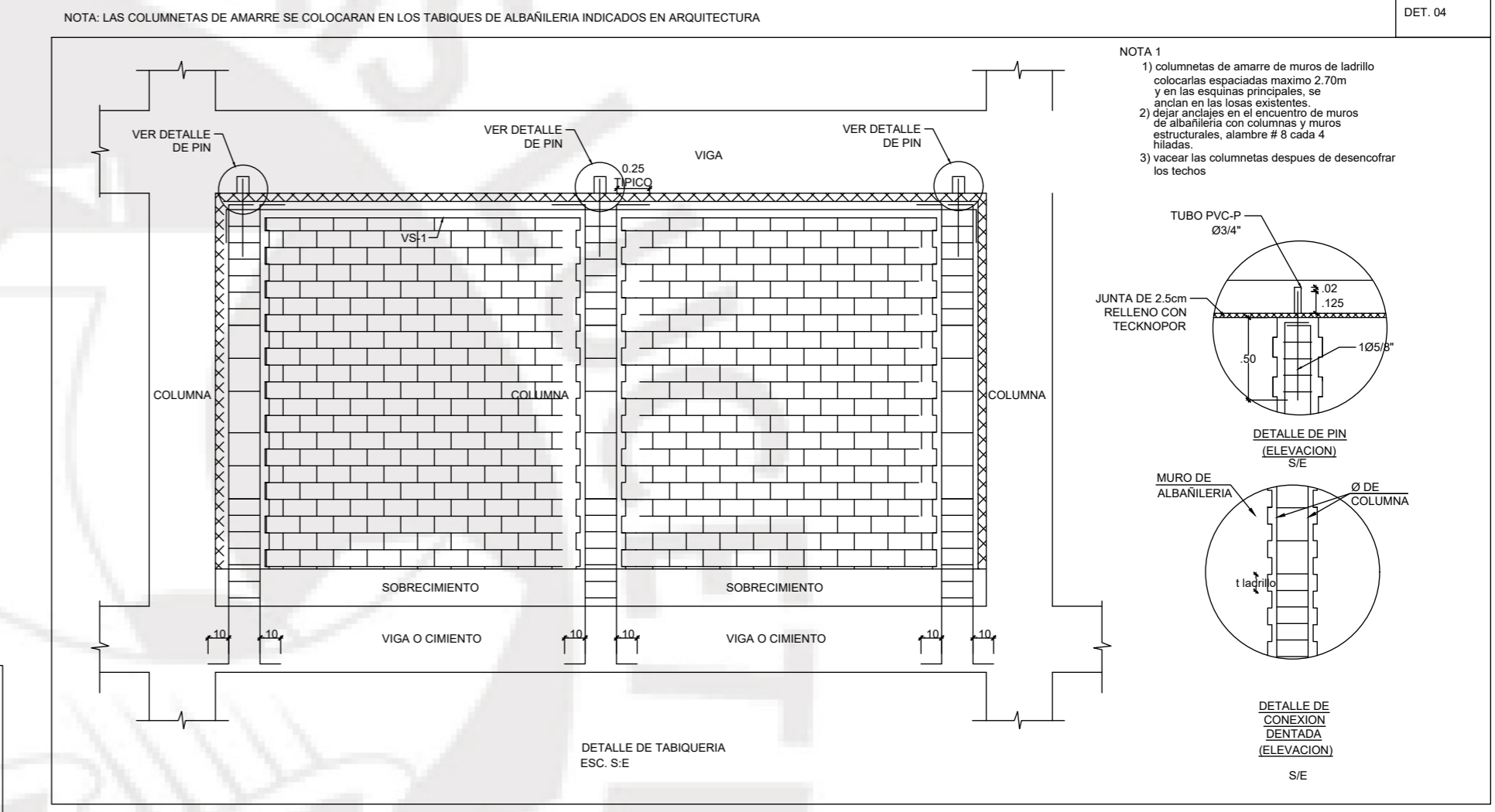
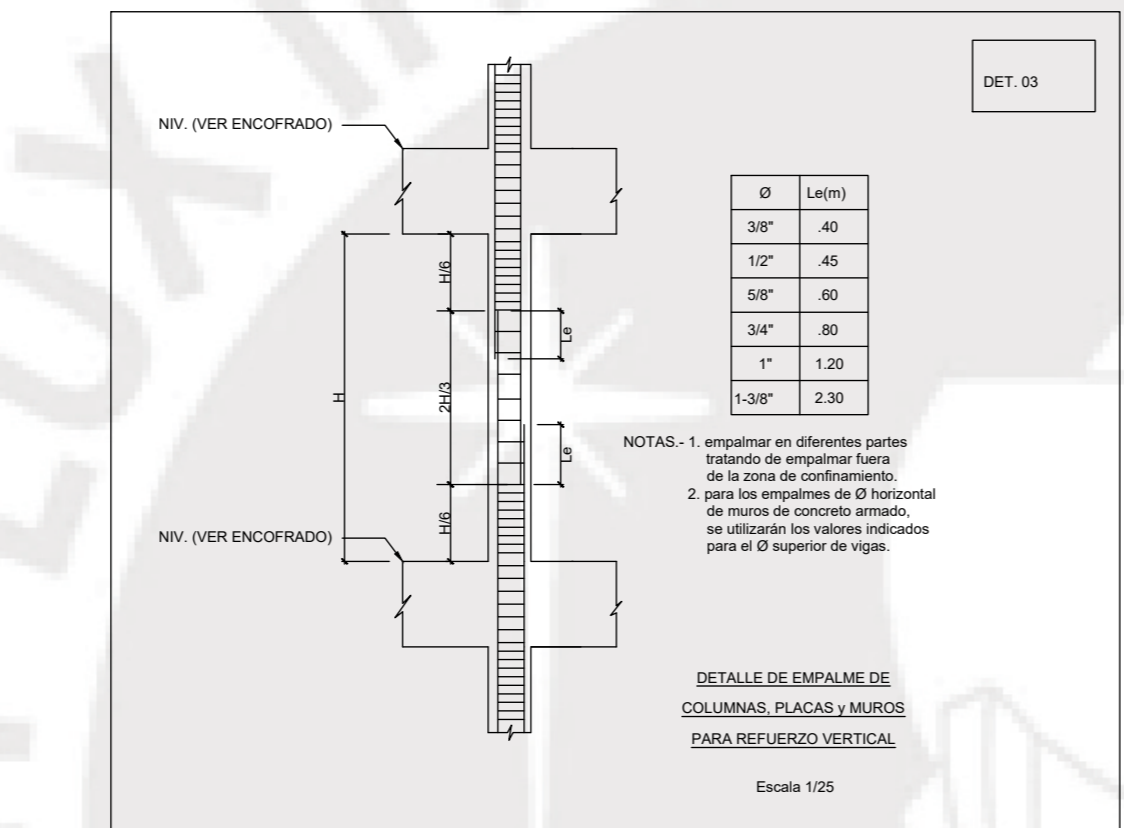
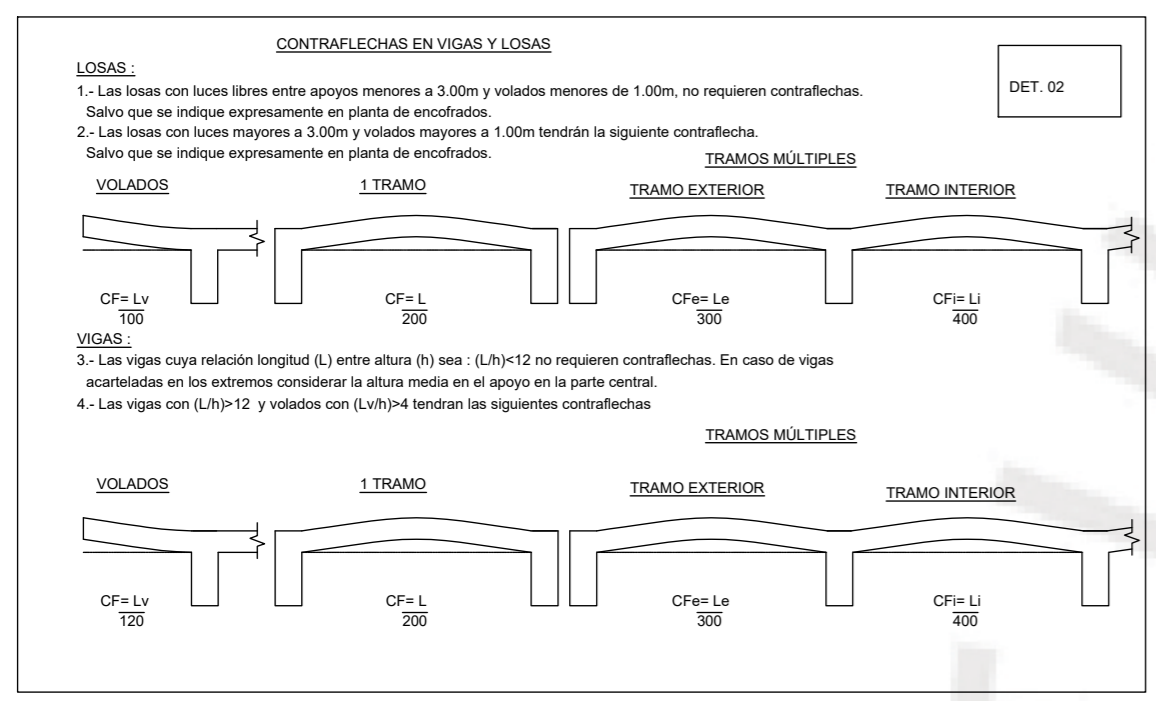
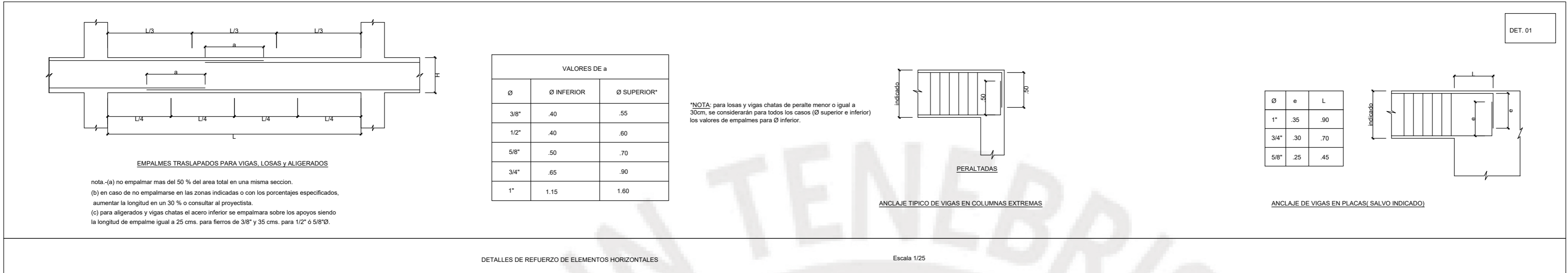


PLANTA ARQUITECTONICA DE AZOTEA

PROYECTO:	MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS		A-02
CURSO:	TRABAJO DE TESIS		
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA		
DISEÑO Y DIBUJO:	VLADIMIR MARTINEZ FLORES		
TITULO:	PISO TIPICO Y AZOTEA		
ESCALA	1:50	FECHA	JUNIO 2024
			LAMINA A-02 2 DE 3



PROYECTO:	MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS		A-03
CURSO:	TRABAJO DE TESIS		
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA		
DISEÑO Y DIBUJO:	VLADIMIR MARTINEZ FLORES		
TITULO:	ELEVACIONES		LAMINA
ESCALA	1:75	FECHA	JUNIO 2024
			A-03 3 DE 3



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO ARMADO

CONCRETO: f_{cd} 210 Kg/cm²

ACERO: f_{cd} 4200 Kg/cm²

SOBRECARGA: s/cv INDICADA

CONCRETO SIMPLE

FALZA ZAPATA: MEZCLA CEMENTO - HORMIGÓN 1:1.25-3:0.05

PIEDRA GRANDE (Ø MAXIMO) 1.125-25% DE MEZCLA CEMENTO - HORMIGÓN

PIEDRA GRANDE (Ø MAXIMO) w/m 3.50 Kg/cm²

TERRENO: w/m 3.50 Kg/cm²

RECURRIMIENTOS

ZAPATAS: 7.5 cm.

COLUMNAS y VIGAS PERALTADAS: 4 cm.

COLUMNAS: w = 15 cm-10 3 cm.

ALIGERADOS, LOSAS y VIGAS CHATAS: 2.5 cm.

ALBANILERIA

f_{cd} 65 Kg/cm²

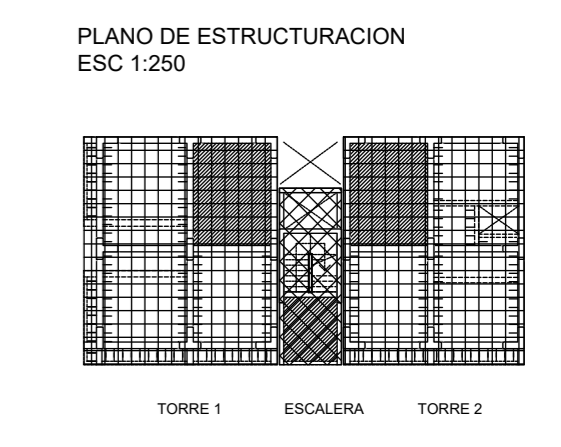
TIPO DE LADRILLO: IV

TIPO DE MORTERO: 1:4 (CEMENTO-ARENA)

RESUMEN DE PARÁMETROS SÍSMICOS NTP-E (030-2020)

Z	FACTOR DE ZONA	Z=0.45 (Zona 4)
U <td>FACTOR DE USO</td> <td>U=1</td>	FACTOR DE USO	U=1
C <td>FACTOR DE SUELOS</td> <td>S1 S=1 T=0.40 Seg T=2.5 Seg</td>	FACTOR DE SUELOS	S1 S=1 T=0.40 Seg T=2.5 Seg
CATEGORÍA DE EDIFICACIONES EDIFICACIONES COMUNES		
ESTRUCTURACION TORRE 1 TORRE 2 ESCALERA		
C <td>FACTOR DE AMPLIACIÓN</td> <td>C=1.77 C_y=2.01 C_x=1.77 C_y=2.01 C_x=2.5 C_y=2.5</td>	FACTOR DE AMPLIACIÓN	C=1.77 C _y =2.01 C _x =1.77 C _y =2.01 C _x =2.5 C _y =2.5
DIRECCIONES X-X		
T x	0.566 seg	0.566 seg
V x	58.83 tonf	58.83 tonf
R	6.64 * 10 ³	6.64 * 10 ³
DIRECCIONES Y-Y		
T y	0.497 seg	0.497 seg
V y	71.98 tonf	71.98 tonf
R	5.86 * 10 ³	5.86 * 10 ³

NOTA: LA DIRECCION X-X SE CONSIDERA PARALELA A LOS EJES DE LETRAS, LA DIRECCION Y-Y PARALELA A LOS EJES DE NÚMEROS



PROYECTO: MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS

CURSO: TRABAJO DE TESIS

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

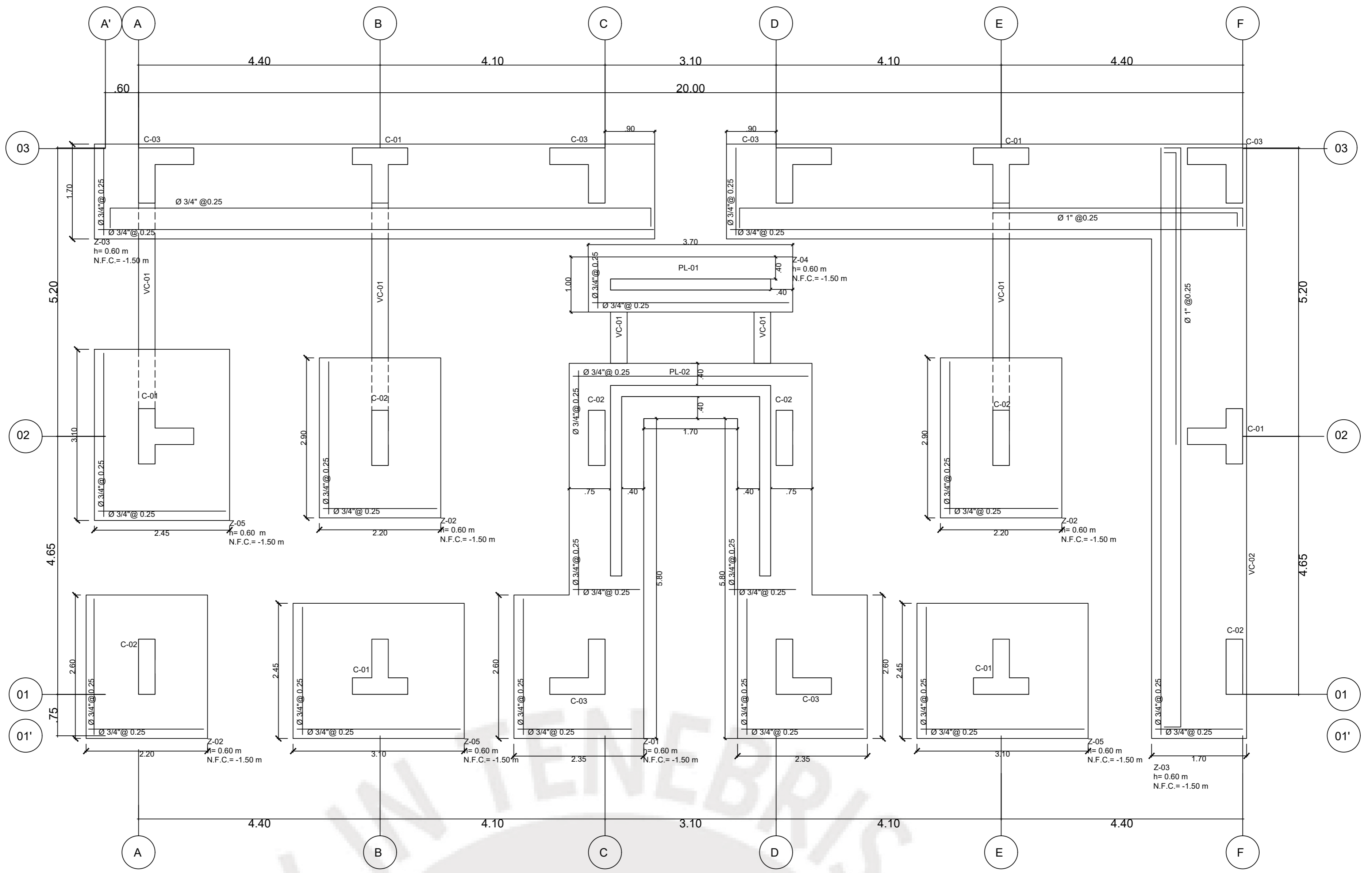
DISEÑO Y DIBUJO: VLADIMIR MARTINEZ FLORES

TÍTULO: DETALLES CONSTRUCTIVOS

ESCALA: 1:50 **FECHA:** JUNIO 2024

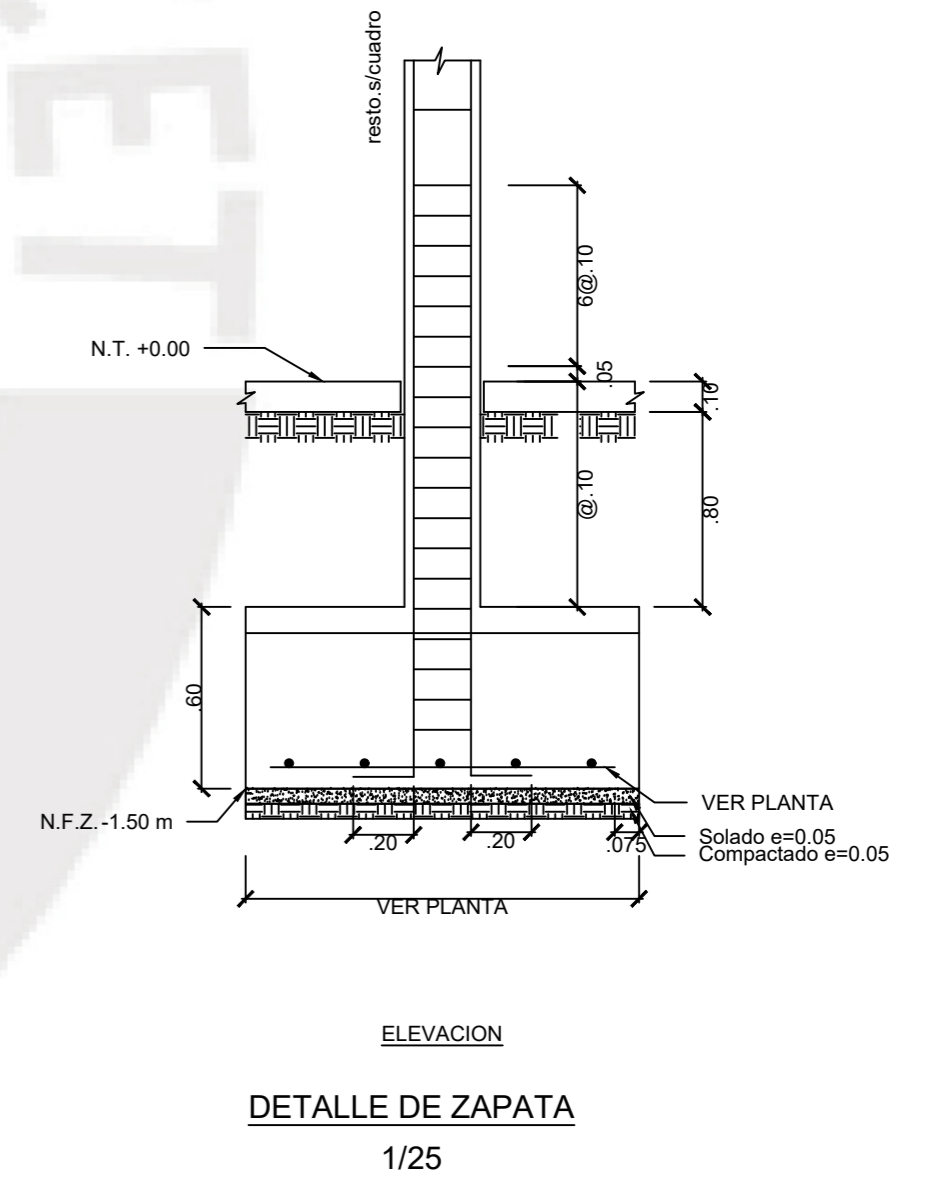
E-01

LAMINA E-01 1 DE 6



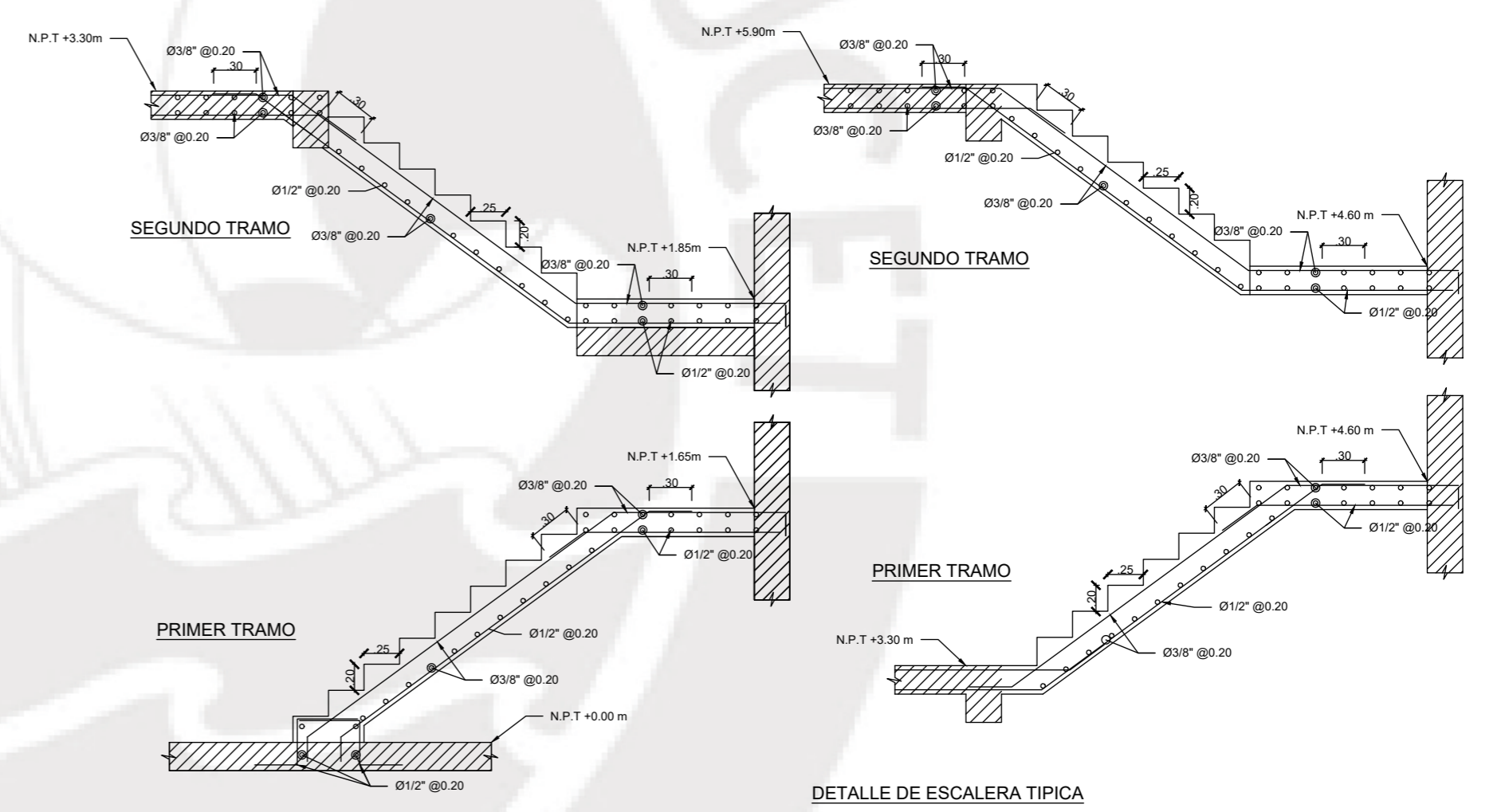
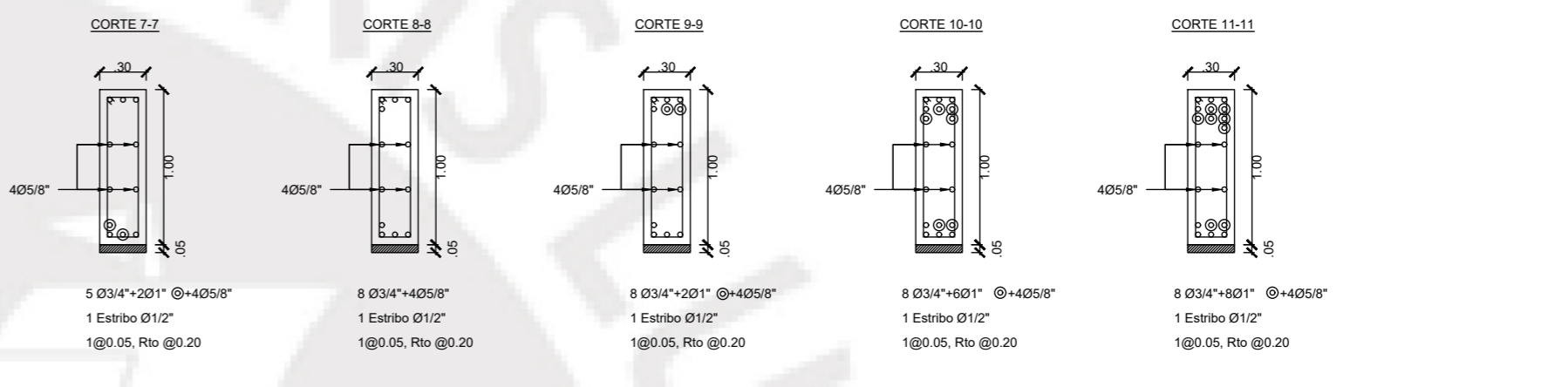
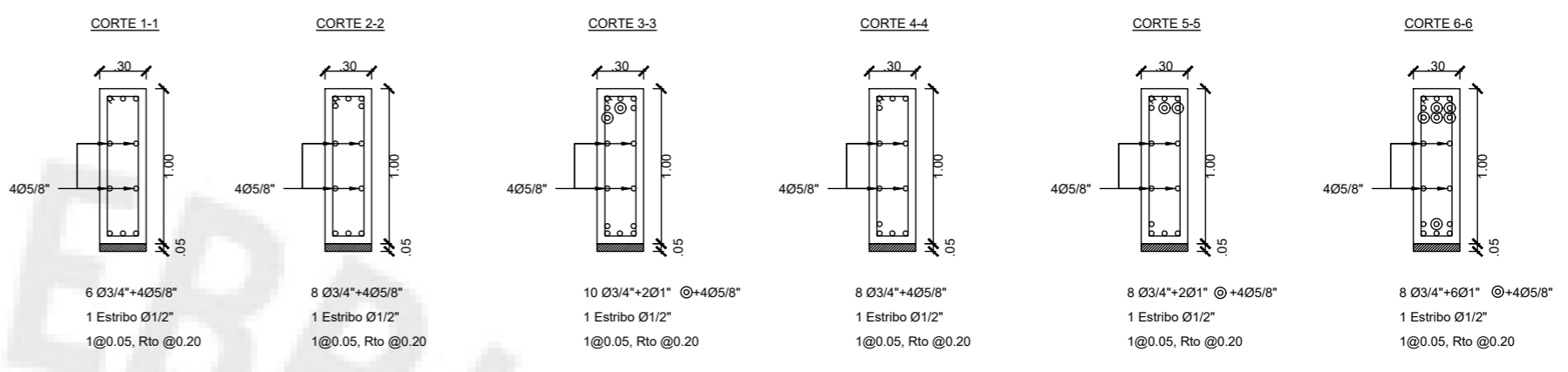
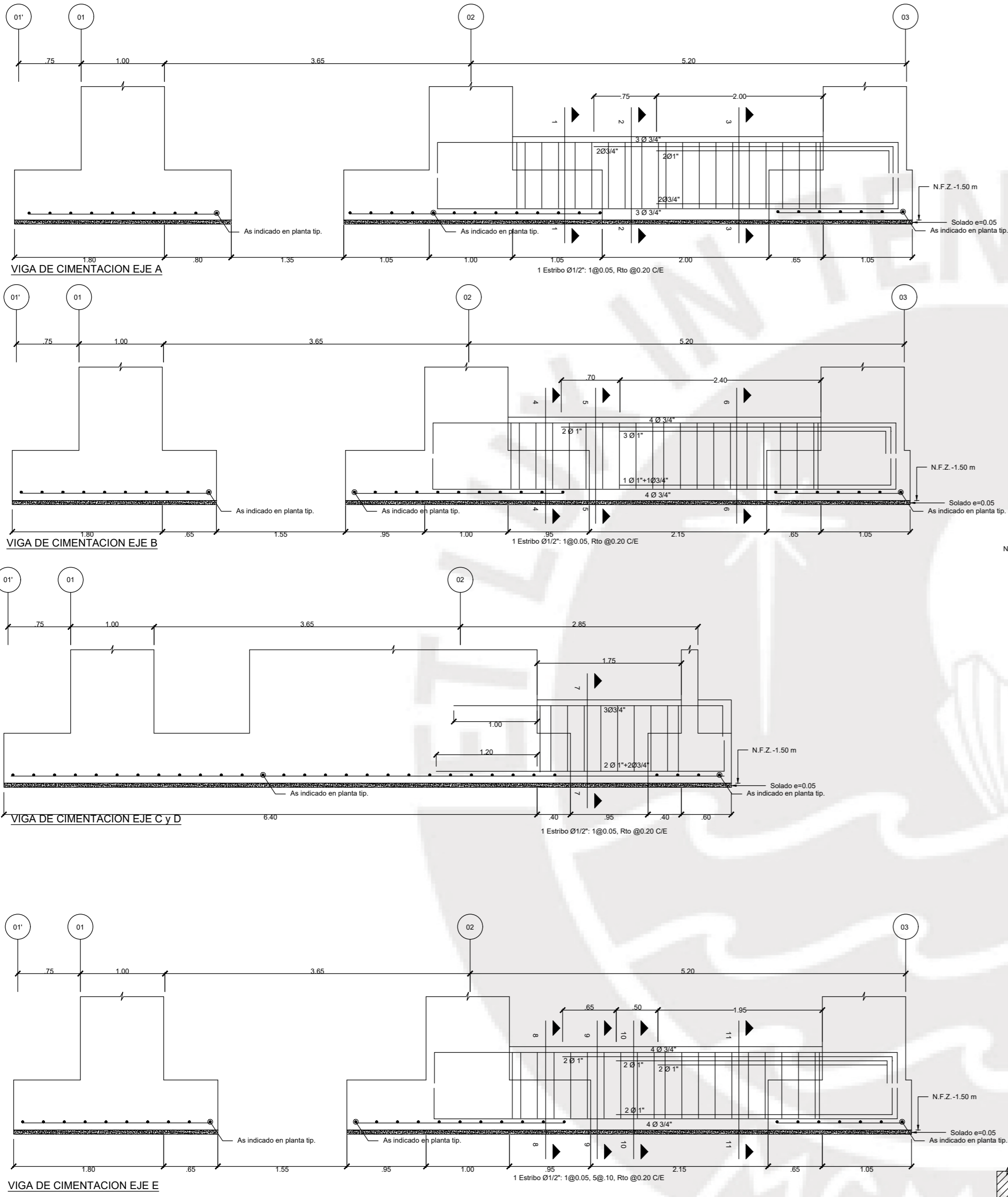
PLANO DE CIMENTACION
N.F.C. -1.50 m

	PISO 1	PISO 2	PISO 3	PISO 4	PISO 5	PISO 6	PISO 7	
PL-02								
PL-01								
C-01								
C-02								
C-03								



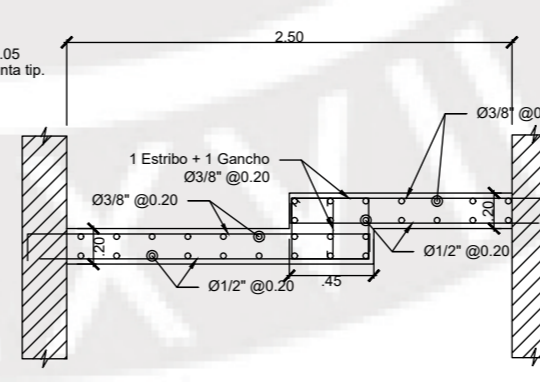
PROYECTO:	MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS	
CURSO:	TRABAJO DE TESIS	
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	
DISEÑO Y DIBUJO:	VLADIMIR MARTINEZ FLORES	
TITULO:	PLANTA DE CIMENTACION	
ESCALA	FECHA	
1:50	JUNIO 2024	

E-02
LAMINA
E-02
2 DE 6

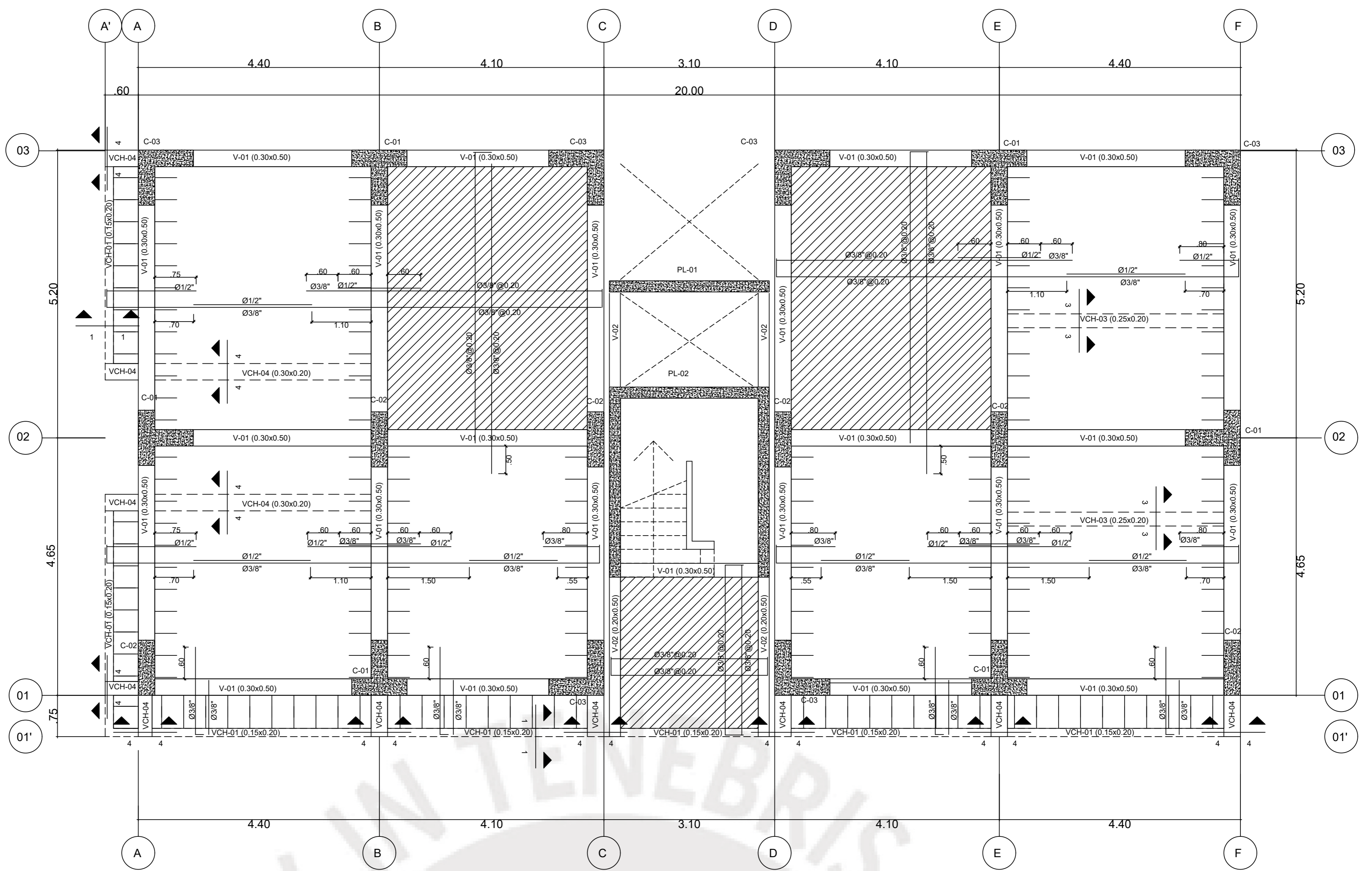


DETALLE DE DESPLANTE DE ESCALERA

DETALLE DE ESCALERA TIPICA

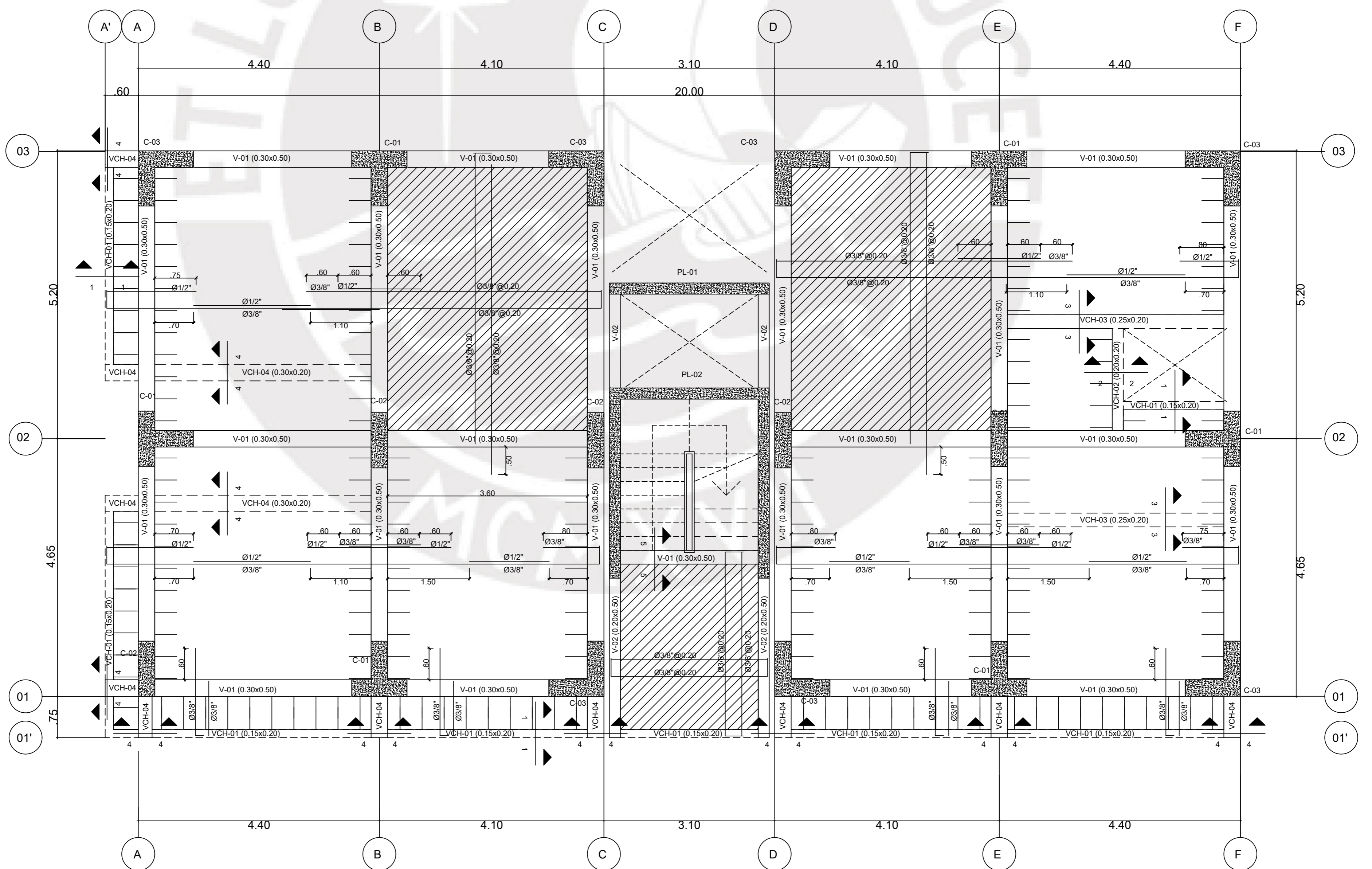


PROYECTO:	MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS	E-03
CURSO:	TRABAJO DE TESIS	
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LAMINA
DISEÑO Y DIBUJO:	VLADIMIR MARTINEZ FLORES	
TITULO:	VIGAS DE CIMENTACION	E-03
ESCALA	1:30	
FECHA	JUNIO 2024	3 DE 6



PLANO ENCOFRADO PRIMER PISO (N.P.T. +3.30)

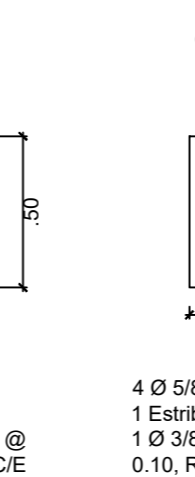
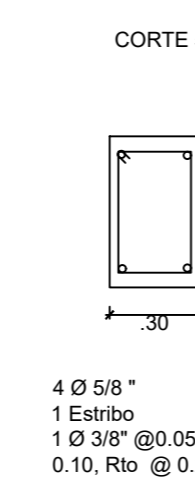
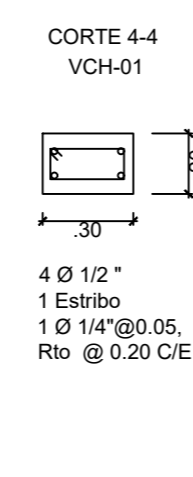
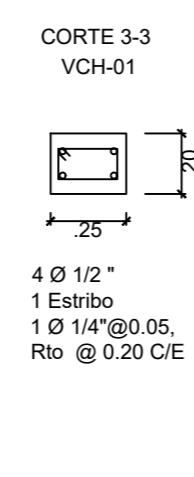
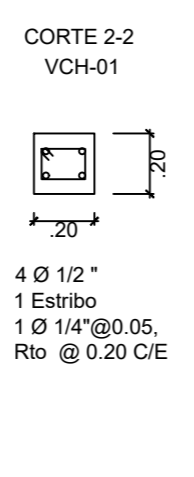
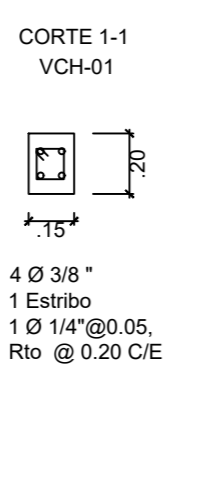
Losa de entrepiso e=20 cm



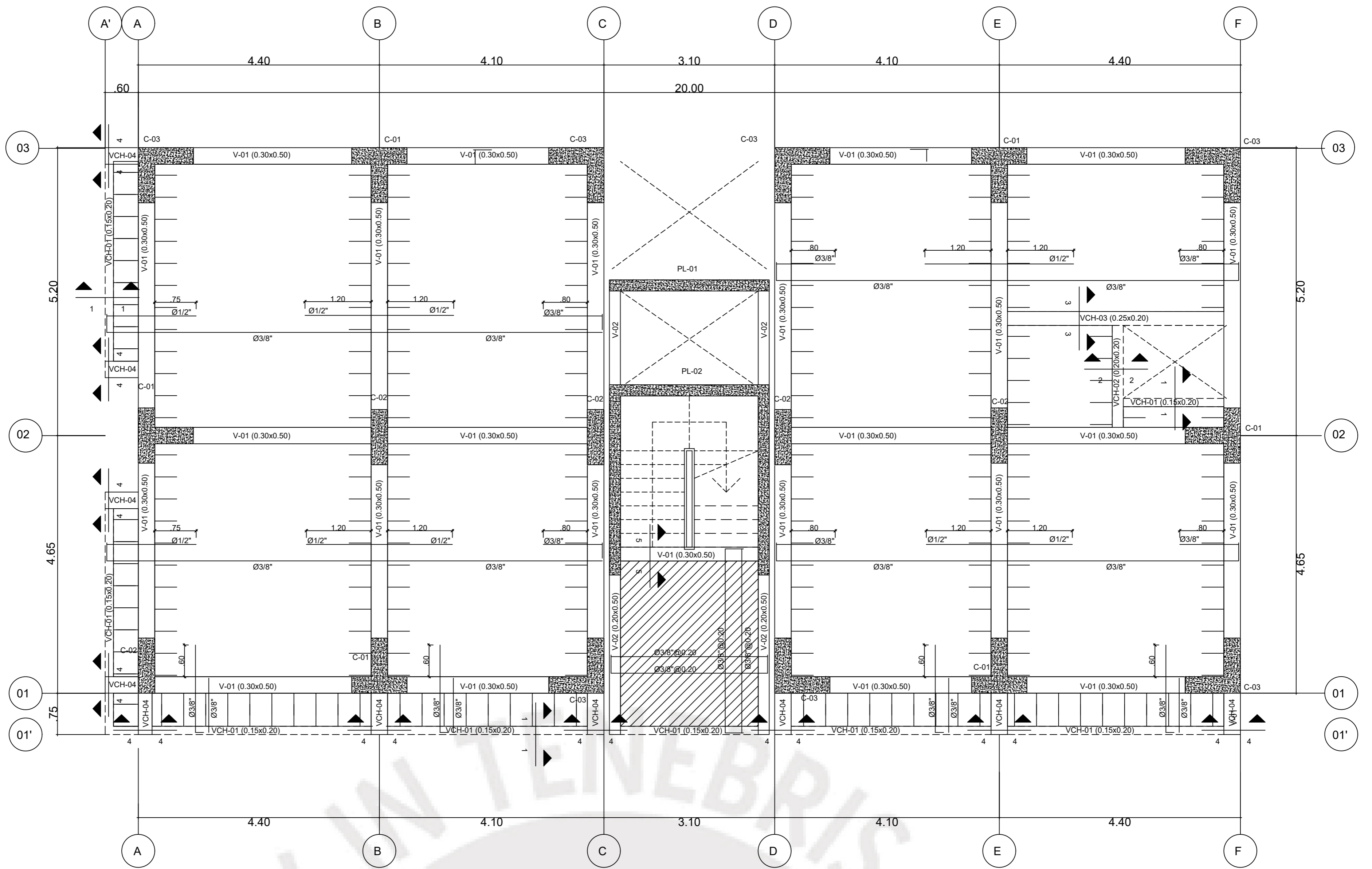
PLANO DE TECHO TIPICO (N.P.T. +5.90, +8.50, +11.10, +13.70, +16.30)

Losa de entrepiso e=20 cm

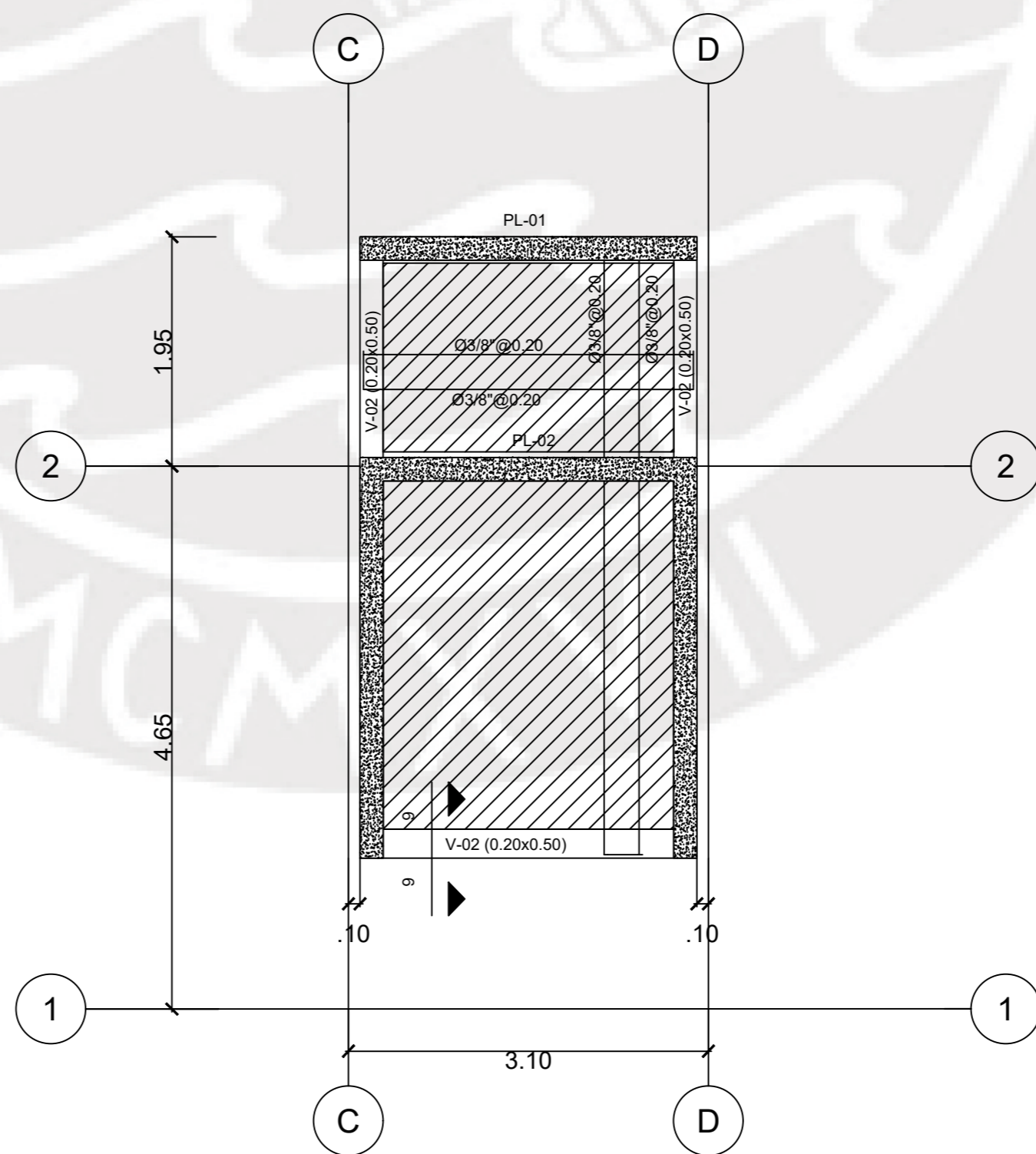
LEYENDA	
LOSAS MACIZAS	
LOSAS ALIGERADAS	
COLUMNAS Y PLACAS	
VIGAS PERALTADAS	
VIGAS CHATAS	



PROYECTO:	MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS	
CURSO:	TRABAJO DE TESIS	
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	
DISEÑO Y DIBUJO:	VLADIMIR MARTINEZ FLORES	
TITULO:	ENCOFRADO DE PLANTA 1 Y TIPICA	
ESCALA	1:50	FECHA JUNIO 2024
		LAMINA E-04 4 DE 6



PLANO ENCOFRADO ULTIMO PISO (N.P.T.: +18.90)
Losa de entpiso e=20 cm

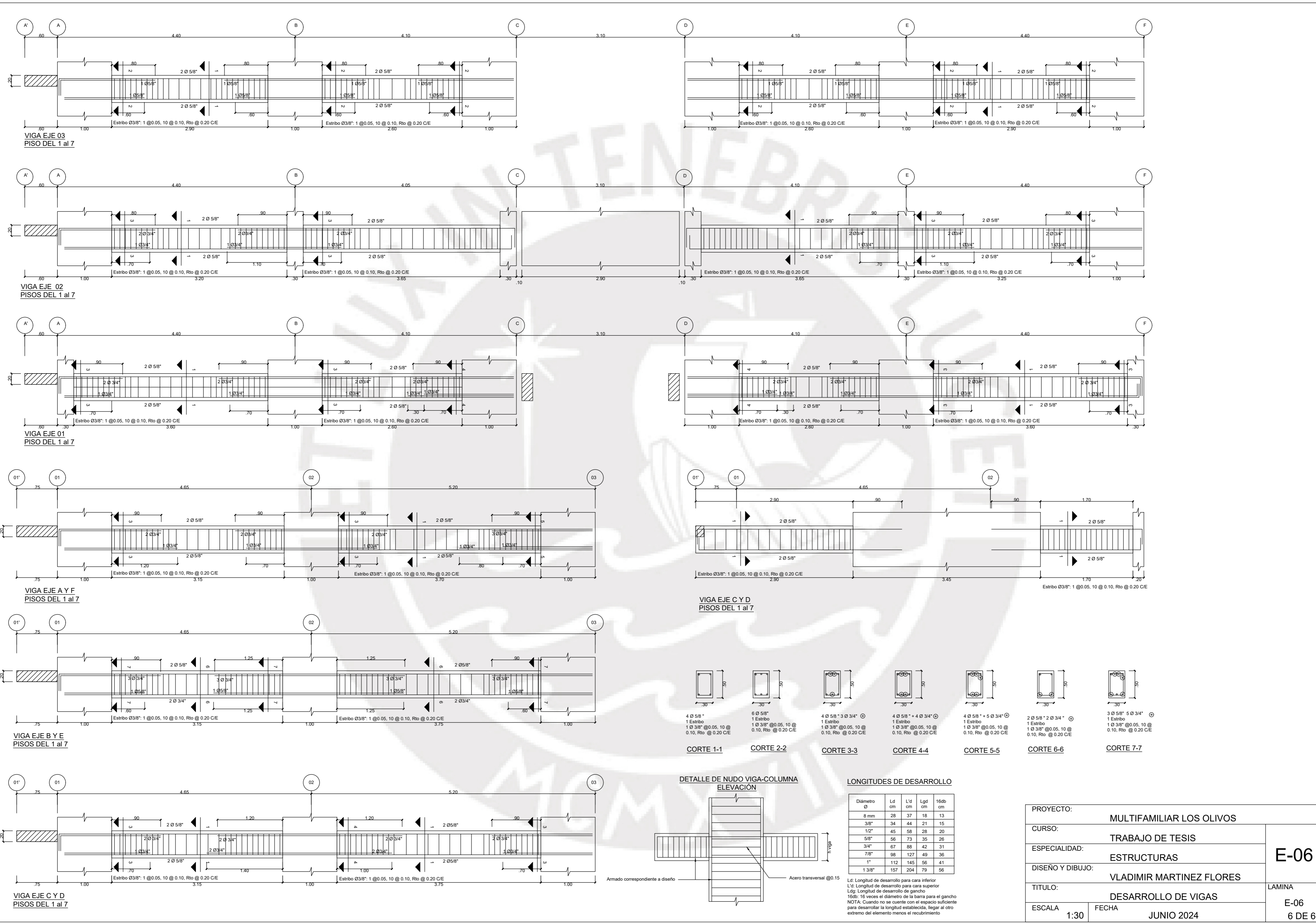


PLANO ENCOFRADO AZOTEA (N.P.T.: +21.50)
Losa de entpiso e=20 cm

LEYENDA	
LOSAS MACIZAS	
LOSAS ALIGERADAS	
COLUMNAS Y PLACAS	
VIGAS PERALTADAS	
VIGAS CHATAS	

CORTE 1-1 VCH-01	CORTE 2-2 VCH-01	CORTE 3-3 VCH-01	CORTE 4-4 VCH-01	CORTE 5-5	CORTE 6-6

PROYECTO:	MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS	
CURSO:	TRABAJO DE TESIS	
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	
DISEÑO Y DIBUJO:	VLADIMIR MARTINEZ FLORES	
TITULO:	ENCOFRADO AZOTEA	
ESCALA	1:50	FECHA
		JUNIO 2024
		LAMINA
		E-05
		5 DE 8



PROYECTO:	MULTIFAMILIAR LOS OLIVOS	E-06		
CURSO:	TRABAJO DE TESIS			
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS	LAMINA		
DISEÑO Y DIBUJO:	VLADIMIR MARTINEZ FLORES			
TITULO:	DESARROLLO DE VIGAS	E-06		
ESCALA	1:30	FECHA	JUNIO 2024	6 DE 6