

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN
MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES DE CONCRETO
ARMADO EN LA CIUDAD DE
TACNA – 2022”

TESIS

Presentada por:

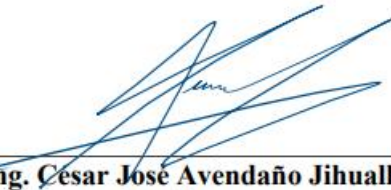
Bach. FAVIO MIGUEL ESPINOZA PARI

Para optar el Título Profesional de:

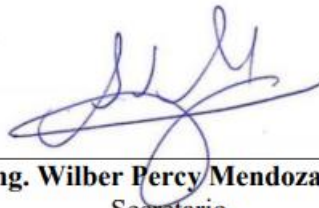
INGENIERO CIVIL

TACNA – PERÚ
2022

PÁGINA DE JURADO



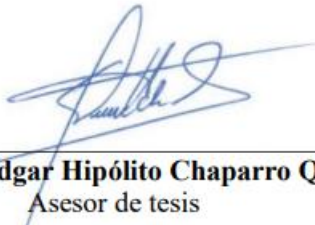
Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga
Presidente



Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez
Secretario



Mtro. Ing. Dennys Geovanni Calderón Paniagua
Vocal



Mtro. Ing. Edgar Hipólito Chaparro Quispe
Asesor de tesis

DEDICATORIA

A Dios, a mis padres, hermanos y familiares quienes me guían en cada paso de mi vida y me apoyan a pesar de todo las dificultades.

AGRADECIMIENTO

A Dios, por ser mi mayor inspiración, por darme vida y permitirme alcanzar mis sueños.

A todos los docentes que han sido parte de mi formación profesional, por su apoyo incondicional, sus enseñanzas y sus conocimientos compartidos.

A mis padres, mis hermanos, y amistades, quienes siempre han estado a mi lado para ayudarme y me han motivado a superarme día a día.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
ÍNDICE GENERAL	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
RESUMEN	xii
ABSTRACT	xiii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I ASPECTOS GENERALES	3
1.1 ANTECEDENTES	3
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	4
1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	6
1.3.1 Interrogante general.....	6
1.3.2 Interrogantes específicas	6
1.4 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS.....	6
1.4.1 Hipótesis general	6
1.4.2 Hipótesis específicas	7
1.5 JUSTIFICACIÓN	7
1.6 DEFINICIÓN DE OBJETIVOS.....	8
1.6.1 Objetivo general.....	8
1.6.2 Objetivos específicos	8
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO.....	9
2.1. PRINCIPIOS DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS	9
2.1.1. Simplicidad y simetría	9

2.1.2. Resistencia.....	9
2.1.3. Continuidad	10
2.1.4. Rigidez lateral	10
2.1.5. Diafragma rígido.....	10
2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA	10
2.2.1. Análisis estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes.....	11
2.2.2. Análisis Dinámico Modal Espectral	12
2.3. REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD	13
CAPÍTULO III MARCO METODOLÓGICO.....	15
3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN	15
3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN.....	15
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA DE INVESTIGACIÓN	15
3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	16
3.4.1. Variables independientes	16
3.4.2. Variables dependientes.....	16
3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS	16
CAPÍTULO IV ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS.....	17
4.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	17
4.1.1. Normas utilizadas.....	17
4.1.2. Propiedades de los materiales utilizados	18
4.1.3. Metrado de cargas	18
4.2. ESTRUCTURACIÓN	19
4.3. PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	20
4.3.1. Pre-dimensionamiento de Losa aligerada.....	20
4.3.2. Pre-dimensionamiento de Vigas	21
4.3.3. Pre-dimensionamiento de Columnas	22
4.4. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LA ESTRUCTURA	23

4.4.1. Parámetros sísmicos.....	23
4.4.2. Irregularidad Estructural.....	23
4.4.3. Coeficiente de Reducción	28
4.4.4. Coeficientes de participación: Modos y Periodos.....	29
4.4.5. Análisis Dinámico.....	31
4.4.6. Determinación de desplazamientos laterales.....	31
4.4.7. Verificación de la condición de cortante basal	33
4.5. DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO	
ARMADO.....	34
4.5.1. Método de Diseño	34
4.5.2. Diseño de Losas Aligeradas.....	36
4.5.3. Diseño de Vigas	39
4.5.4. Diseño de Columnas.....	48
4.5.5. Diseño de Cimentación	65
4.6. DISCUSIÓN DE RESULTADOS	79
CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	82
5.1. CONCLUSIONES.....	82
5.2. RECOMENDACIONES	83
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	85
ANEXOS	88

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Límites para la distorsión del entrepiso	14
Tabla 2 Predimensionamiento de columnas.....	23
Tabla 3 Irregularidad de rigidez – piso blando X-X	24
Tabla 4 Irregularidad de rigidez – piso blando Y-Y	24
Tabla 5 Irregularidad de masa o peso	25
Tabla 6 Irregularidad torsional.....	26
Tabla 7 Irregularidad de esquina entrante.....	27
Tabla 8 Irregularidad de discontinuidad del diafragma – aberturas mayores al 50%	27
.....	27
Tabla 9 Irregularidad de discontinuidad del diafragma – área resistente menor al 25%	28
.....	28
Tabla 10 Coeficientes de participación.....	29
Tabla 11 Distorsiones máximas X-X	33
Tabla 12 Distorsiones máximas Y-Y	33
Tabla 13 Combos de diseño.....	35
Tabla 14 Acero de diseño para viga VP-01	41
Tabla 15 Acero de diseño para viga VP-02	45
Tabla 16 Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-1(40x40)	49
Tabla 17 Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-2(30x50)	52
Tabla 18 Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-2(50x30)	56
Tabla 19 Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-3(75x30)	59
Tabla 20 Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-4(30x90)	63

Tabla 21 Pre-dimensionamiento de zapatas..... **67**

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Vista en 3D de la estructura.....	20
Figura 2. Espectro de Diseño	31
Figura 3 Distorsiones de entrepiso.....	32
Figura 4 Vista en 3D de la estructura – metrado de cargas.....	35
Figura 5 Diagrama de momento flector en losa aligerada	36
Figura 6 Diagrama de fuerza cortante en losa aligerada.....	37
Figura 7 Detalle de losa aligerada.....	38
Figura 8 Corte de losa aligerada	39
Figura 9 Diagrama de momento flector y fuerza cortante VP-01	40
Figura 10 Detalle de viga VP-01(25x50cm).....	43
Figura 11 Diagrama de momento flector y fuerza cortante VP-02	44
Figura 12 Detalle de viga VP-02(25x40cm).....	47
Figura 13 Diagrama de interacción de C-1(40x40), en la dirección X-X y Y-Y	49
Figura 14 Detalle de sección para Columna C-1(40x40).....	51
Figura 15 Diagrama de interacción de C-2(30x50), en la dirección X-X y Y-Y	53
Figura 16 Detalle de sección para Columna C-2(30x50).....	54
Figura 17 Diagrama de interacción de C-2(50x30), en la dirección X-X y Y-Y	56
Figura 18 Detalle de sección para Columna C-2(50x30).....	58
Figura 19 Diagrama de interacción de C-3(75x30), en la dirección X-X y Y-Y	60
Figura 20 Detalle de sección para Columna C-3(75x30).....	61
Figura 21 Diagrama de interacción de C-4(30x90), en la dirección X-X y Y-Y	63
Figura 22 Detalle de sección para Columna C-4(30x90).....	65

Figura 23 Sección crítica para punzonamiento en zapata	68
Figura 24 Sección crítica por cortante en zapata	70
Figura 25 Sección crítica por flexión en zapata	72
Figura 26 Detalle de zapata Z-01	73
Figura 27 Vista en planta de viga de cimentación VC-1	74
Figura 28 Vista de reacciones en viga de cimentación	75
Figura 29 Detalle viga de cimentación	78
Figura 30 Combinación de presión del suelo.....	78

RESUMEN

El plan de investigación consiste en el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar que está ubicado en la ciudad de Tacna. La edificación que se realizó en el presente proyecto cuenta con un área de terreno de 126 m² y se diseñó considerando un terreno con una capacidad portante de 2.5 kgf/cm². Los elementos estructurales de la edificación multifamiliar se diseñaron considerando una resistencia a la compresión $f'_c=210$ kgf/cm². La edificación cuenta con cinco pisos y una azotea para lo cual se eligió un sistema estructural de pórticos compuestos por vigas y columnas.

La arquitectura del proyecto demanda el primer piso para la recepción como para el estacionamiento y los pisos restantes son pisos típicos de viviendas. La cimentación consiste en zapatas aisladas y vigas de cimentación mientras que, el sistema de techado está conformado por losas aligeradas de 20 centímetros.

La primera fase de la presente tesis consistió en estructurar y pre-dimensionar los elementos estructurales, teniendo en cuenta principios para el diseño de estructuras. Luego se realizó el metrado de cargas de los elementos y posteriormente el análisis sísmico siguiendo los parámetros de la Norma E.020 “Cargas” y la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”. Finalmente, se siguieron los parámetros de la Norma E.060 “Concreto Armado” para el posterior diseño de los elementos estructurales.

Palabras claves: diseño estructural, sistema estructural, diseño sismorresistente.

ABSTRACT

The research plan consists of the analysis and structural design of a multifamily building that is located in the city of Tacna. The building that was carried out in this project has a land area of 126 m² and was designed considering a land with a bearing capacity of 2.5 kgf/cm². The structural elements of the multi-family building were designed considering a compressive strength $f'_c=210$ kgf/cm². The building has five floors and a roof terrace for which a structural system of frames composed of beams and columns was chosen.

The architecture of the project demands the first floor for the reception as well as for the parking lot and the remaining floors are typical housing floors. The foundation consists of isolated footings and foundation beams, while the roofing system is made up of 20-centimeter lightened slabs.

The first phase of this thesis consisted in structuring and pre-dimensioning the structural elements, taking into account principles for the design of structures. Then, the load metering of the elements was carried out and subsequently the seismic analysis following the parameters of Standard E.020 "Loads" and Standard E.030 "Seismic-resistant Design". Finally, the parameters of Standard E.060 "Reinforced Concrete" were followed for the subsequent design of the structural elements.

Keywords: structural design, structural system, earthquake resistant design.

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Tacna cada día presenta un crecimiento elevado en su población, así como en los aspectos comerciales y socioeconómicos, notándose en la construcción de edificaciones cada vez más complejas en promedio, estos edificios pueden ser principalmente de sistemas estructurales duales, pórticos y/o de muros estructurales ya que podría permitir una adecuada respuesta estructural para el uso de la edificación.

Tanto el análisis como el diseño de los elementos estructurales de losas, vigas, columnas y cimentación se diseñaron conforme a las normas dadas por el Reglamento Nacional de Edificaciones en los capítulos de E.020 “Cargas”, E.030 “Diseño Sismorresistente”, E.050 “Suelos y Cimentaciones” y E.060 “Concreto Armado”.

La presente tesis tiene como objetivo principal determinar los criterios estructurales para poder diseñar una edificación considerando como sistema estructural el de pórticos, luego realizar el análisis sísmico y por último el diseño de los elementos estructurales, y posteriormente cumplir con los objetivos planteados se estructuró la tesis en 5 capítulos:

En el capítulo I, presenta los antecedentes, el planteamiento del problema, formulación del problema, hipótesis, justificación y objetivos planteados.

En el capítulo II, titulado Marco Teórico, se expone los principios del diseño de estructuras, análisis estático y dinámico de la estructura y requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad conforme a la Norma Técnica de Edificaciones.

En el capítulo III, titulado Marco Metodológico, se presenta el tipo de investigación, diseño de la investigación, población y muestra de investigación y definición de variables.

En el capítulo IV, se da a conocer el diseño de la edificación a analizar, especificando la descripción del proyecto, la estructuración, el pre-dimensionamiento, el análisis sismorresistente y el diseño estructural de la edificación multifamiliar, así como la discusión de resultados.

En el capítulo V, se da a conocer las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

Por último, se presentan las referencias bibliográficas y anexos del estudio.

CAPÍTULO I

ASPECTOS GENERALES

1.1 ANTECEDENTES

En la tesis titulada ‘Análisis y diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado’, la investigación concluyó en que el acero mínimo de la Norma E.060 es muy conservador. Pues se observó que el acero mínimo para losas y cimentaciones fue gobernado por el acero mínimo de la norma peruana (Vertiz Carlos, 2021).

En la tesis titulada ‘Diseño de un edificio educativo de cinco pisos de concreto armado’ la investigación concluyó que las modificaciones que se realicen durante el análisis del comportamiento de la estructura serán menores o innecesarias según la experiencia que se tenga (Huayllani Godiño, 2019).

En la tesis titulada ‘Diseño estructural de edificio multifamiliar de concreto armado’ la investigación concluyó que los criterios de pre-dimensionamiento de los elementos estructurales permitieron que la cuantía de acero para estos elementos sea la adecuada y no exista una posible congestión en una etapa de construcción (Salazar Crispín & Guillen Bernuy, 2020).

En la tesis titulada ‘Análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 6 pisos y un semisótano, ubicado en la ciudad de Arequipa’ concluye que para la estructuración de la edificación es imprescindible considerar

que la arquitectura es el punto de partida para la concepción estructural, sin embargo, puede ser modificada para mejorar su comportamiento (Benites Garcia, 2021).

En la tesis titulada ‘Evaluación por desempeño de una edificación aporticada diseñada según la norma sismorresistente actual’ concluyó que la selección de elementos verticales para la estructura puede llegar a influir de una manera muy sensible la ductilidad de la misma, por lo cual hizo un cambio a columnas tipo T, obteniendo resultados favorables en cuanto a la ductilidad de la estructura (Yucra Pochuanca, 2019).

En la tesis titulada ‘Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la urbanización Soliluz-Trujillo’ concluyó que luego de realizar en análisis dinámico llegó a la conclusión de usar un sistema de muros estructurales para que cumpla con las derivas y así no tener desplazamientos excesivos (Cruz Barreto & Dieguez Mendoza, 2016).

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El Perú a nivel mundial, se encuentra ubicado en una zona geográfica altamente sísmica, específicamente sobre la placa Sudamericana, la cual colinda directamente con la placa de Nazca. Es por ello que, los diseños de estructuras inmobiliarias están en la obligación de tomar en cuenta este aspecto. (Condori Atencio, 2020).

Uno de los más grandes problemas que afronta la región de Tacna, es el problema sísmico, debido a la ubicación de esta misma, la cual se encuentra ubicada en el cinturón de fuego del pacífico, produciéndose en este alrededor del 90% de los terremotos del mundo y el 80% de los terremotos más grandes del mundo. (Quispe Flores & Huisa Chura, 2021).

En la ciudad de Tacna, la gran demanda de viviendas ha ocasionado que los proyectos inmobiliarios se incrementen en los últimos años, es por ello necesario como ingenieros civiles tener conocimiento de diversos sistemas estructurales existentes en las normas técnicas peruanas a fin de ofrecer soluciones seguras y económicas (Calsina Calcina & Mamani Quenta, 2021).

Actualmente el Programa Techo Propio impulsado por el estado peruano facilita el financiamiento de viviendas a familias peruanas de bajos recursos, por lo cual los proyectistas o empresas ejecutoras deberían optar por un sistema que esté ligado a la seguridad misma (Anco Mamani & Mamani Zapana, 2020).

Asimismo, el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI, 2004), en su proyecto de Mapas de Peligros de la Ciudad de Tacna, señala que la mayoría de suelos en el cono norte son arenas limosas (SM), con capacidad portantes en condiciones estáticas de 0.5 a 3.0 kg/cm²; y que considerando su efecto dinámico de ondas sísmicas bajan su capacidad portante aún más, lo que se traduce a una posible falla de nuestra estructura. (Zuñiga Quispe, 2018).

1.3 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.3.1 Interrogante general

¿Cuál es el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 pisos de concreto armado en la ciudad de Tacna?

1.3.2 Interrogantes específicas

¿Cuál es el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado?

¿Cuál es el diseño estructural de elementos de concreto armado según la Norma E.060 “Concreto Armado” para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado?

1.4 FORMULACIÓN DE HIPÓTESIS

1.4.1 Hipótesis general

El análisis y diseño estructural de una edificación garantizarán el buen desempeño estructural frente a diversos eventos sísmicos de gran magnitud.

1.4.2 Hipótesis específicas

Las distorsiones máximas de entrepiso estarán por debajo del nivel permitido por la Norma E 0.30 “Diseño Sismorresistente” para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de concreto armado.

Los elementos estructurales de concreto armado se diseñarán conforme a los parámetros establecidos por el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma E 0.60 “Concreto Armado” para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de concreto armado.

1.5 JUSTIFICACIÓN

Actualmente, en el Perú existen muchas estructuras que han sido diseñadas con normas sismorresistentes de muy baja exigencia y que presentan muchos defectos constructivos, y a pesar de estas falencias se encuentran en uso sin haber sido evaluados y/o calificados.

Toda estructura debe ser funcionable antes, durante y después de un sismo; también debe ser económica para que sea accesible para la mayoría de las personas y por último debe ser segura para salvaguardar la vida de las personas.

1.6 DEFINICIÓN DE OBJETIVOS

1.6.1 Objetivo general

- Determinar el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 niveles de concreto armado en la ciudad de Tacna.

1.6.2 Objetivos específicos

- Determinar el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado.
- Determinar el diseño estructural de elementos de concreto armado según la Norma E.060 “Concreto Armado” para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado.

CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO

2.1.PRINCIPIOS DEL DISEÑO DE ESTRUCTURAS

Para poder garantizar el diseño adecuado con el cual garantizar la seguridad y la satisfacción de la población. Se debe considerar la implementación de los siguientes criterios a la estructura.

2.1.1. Simplicidad y simetría

Para poder predecir y tener una idea del comportamiento de una estructura depende de cuan simétrica y simple esta sea; por lo que es importante contrastar este criterio con la arquitectura que se nos presente (Blanco Blasco,1994).

2.1.2. Resistencia

La resistencia es esencial en toda estructura, debido a que influye en el correcto desempeño de una estructura ante cargas verticales como sísmicas (Blanco Blasco,1994).

2.1.3. Continuidad

La continuidad de una estructura tanto en planta como en elevación nos garantiza un comportamiento óptimo de esta, pues nos otorga la certeza de una distribución correcta de cargas a través de los elementos (Blanco Blasco,1994).

2.1.4. Rigidez lateral

La estructura ante solicitaciones sísmicas percibe fuerzas laterales, las que generan desplazamientos y deformaciones que dañan la estructura. La rigidez lateral evita que estos desplazamientos y deformaciones afecten en gran medida a la estructura (Blanco Blasco,1994).

2.1.5. Diafragma rígido

Las losas deben ser lo suficientemente rígidas a fin de transmitir las fuerzas inducidas por el sismo hacia los muros de concreto y pórticos (Blanco Blasco,1994).

2.2.ANÁLISIS ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA ESTRUCTURA

De acuerdo a la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019) en los Artículos 28 y 29, el análisis de fuerzas estáticas equivalentes (análisis estático) y el análisis dinámico modal espectral está conformado de la siguiente manera:

2.2.1. Análisis estático o de Fuerzas Estáticas Equivalentes

El análisis de fuerzas estáticas equivalentes está representado por las solicitudes sísmicas a través de un conjunto de fuerzas que actúan en el centro de masas de cada nivel del edificio.

La fuerza de corte total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, estará determinada por la siguiente expresión:

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

Donde:

Z= Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Parámetro de suelo

R = Coeficiente de reducción

P = Peso de la edificación

2.2.2. Análisis Dinámico Modal Espectral

2.2.2.1. Modos de vibración

Los modos de vibración pueden determinarse mediante un procedimiento de análisis que considere adecuadamente las características de la distribución de masa y rigidez.

En ambas direcciones se consideraron los modos de vibración cuya suma de masas efectivas será al menos el 90% de la masa total, pero al menos los primeros tres modos predominantes en la dirección del análisis deben tenerse en cuenta.

2.2.2.2. Aceleración Espectral

Para ambas direcciones horizontales analizadas, un espectro de pseudoaceleración inelástica se encuentra definido por:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Donde:

- Factor de Zona: $Z = 0.45$ (Ubicación geográfica de la edificación, en este caso se sitúa en la Zona 4)
- Factor de Uso: $U = 1$ (Categoría de la edificación, en este caso una edificación tipo Común)

- Factor de Amplificación Sísmica: C , es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración en el suelo y está dada por la siguiente expresión $C = 2.5 \times (T_p/T)$.
- Parámetro de Suelo: $S = 1.05$ (Suelo tipo 2)
- Coeficiente de Reducción: $R = 8$ (sistema de pórticos de concreto armado). El coeficiente de reducción “R” representa que ante un evento sísmico la edificación ingresa a un rango inelástico donde los desplazamientos aumentan.
- Aceleración de la gravedad: $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

2.2.2.3.Fuerza cortante mínima

Para ambas direcciones consideradas en el análisis, la fuerza de corte en el primer entrepiso del edificio no puede ser inferior al 80% del valor calculado para estructuras regulares, ni inferior al 90% para estructuras irregulares

2.3.REQUISITOS DE RIGIDEZ, RESISTENCIA Y DUCTILIDAD

De acuerdo a la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019) en el Artículo 32, las derivas máximas en cada entrepiso no deben superar los valores indicados en la Tabla 1.

Tabla 1

Límites para la distorsión del entrepiso

LÍMITES PARA LA DISTORSIÓN DEL ENTREPISO	
Material Predominante	(Δ_i / h_{ei})
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010
Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada	0,005

Fuente. Norma E 0.30 Diseño Sismorresistente, 2019.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de estudio será de manera aplicada, debido a que está orientada a realizar el Análisis y Diseño Estructural de una edificación multifamiliar de concreto armado en la Ciudad de Tacna conforme a los lineamientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.

3.2. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación es experimental ya que el investigador manipula ya que el investigador distingue las características, controlándolas y alterándolas con la finalidad de obtener un resultado.

3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA DE INVESTIGACIÓN

Población: Conformada por las Edificaciones de Concreto Armado ubicadas en la ciudad de Tacna e inclusive en toda la zona costera del Perú

Muestra: Está conformada por una edificación multifamiliar de 5 niveles con sistema de pórticos en la ciudad de Tacna.

3.4. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

Para el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 niveles de concreto armado en la ciudad de Tacna se tiene variables independientes y dependientes como se determina en los parámetros de diseño.

Para la presente tesis el diseño que se optó se expresa en la siguiente ecuación.

$$y = f(x)$$

Donde:

x = Variable independiente

y = Variable dependiente

3.4.1. Variables independientes

Análisis y diseño estructural de una edificación de 5 niveles de concreto armado

3.4.2. Variables dependientes

- Deriva lateral máxima (%)
- Dimensiones de los elementos estructurales (cm²)
- Cantidad de acero estructural en la edificación de concreto armado (cm²)

3.5. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS

La técnica a emplear es la experimental.

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS

4.1.DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

La estructura en la presente tesis es una edificación de vivienda multifamiliar de 5 niveles con un área de 128 m², ubicada en el departamento, provincia y distrito de Tacna.

Primer nivel: 01 hall de ingreso principal, 01 estacionamiento, 02 servicios higiénicos., 02 dormitorios, 01 patio, 01 sala-comedor, 01 cocina y 01 escalera.

Segundo, tercero, cuarto y quinto nivel: 03 dormitorios, 01 sala, 01 comedor, 01 cocina, 03 SS.HH., 01 hall, 01 mini-estudio y 01 lavandería.

Teniendo 01 departamento por nivel, se cuenta con un total de 05 departamentos en toda la edificación.

4.1.1. Normas utilizadas

- Norma E.020 “Cargas”
- Norma E.030 “Diseño sísmico”
- Norma E.050 “Suelos y cimentaciones”
- Norma E.060 “Concreto Armado”

4.1.2. Propiedades de los materiales utilizados

Concreto

- Resistencia a la compresión : $f'c := 210 \frac{kgf}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad : $Ec := 15000 \sqrt{f'c \frac{kgf}{cm^2}} = 217370.7 \frac{kgf}{cm^2}$
- Módulo de Poisson : $\nu := 0.20$
- Módulo de corte : $G := \frac{Ec}{2 \cdot (1 + \nu)} = 90571.1 \frac{kgf}{cm^2}$

Acero (corrugado grado 60)

- Esfuerzo de fluencia : $fy := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$
- Módulo de elasticidad : $Es := 2 \cdot 10^6 \frac{kgf}{cm^2}$

4.1.3. Metrado de cargas

Pesos volumétricos

- Peso volumétrico de concreto armado: $2.4 \text{ ton}/m^3$
- Peso volumétrico de tarrajeo: $2.0 \text{ ton}/m^3$
- Peso volumétrico de la albañilería (arcilla hueca): $1.35 \text{ ton}/m^3$

Cargas por peso propio

- Peso propio de losa aligerada (h=0.20m): 0.3 ton/m^2
- Peso propio por acabados: 0.1 ton/m^2
- Peso de tabiquería con 1cm de tarrajeo (2.70m): 0.6 ton/m
- Peso de tabiquería con 1cm de tarrajeo (1.50m): 0.3 ton/m
- Peso de tabiquería con 1cm de tarrajeo - parapeto (1.00m): 0.2 ton/m

Cargas vivas

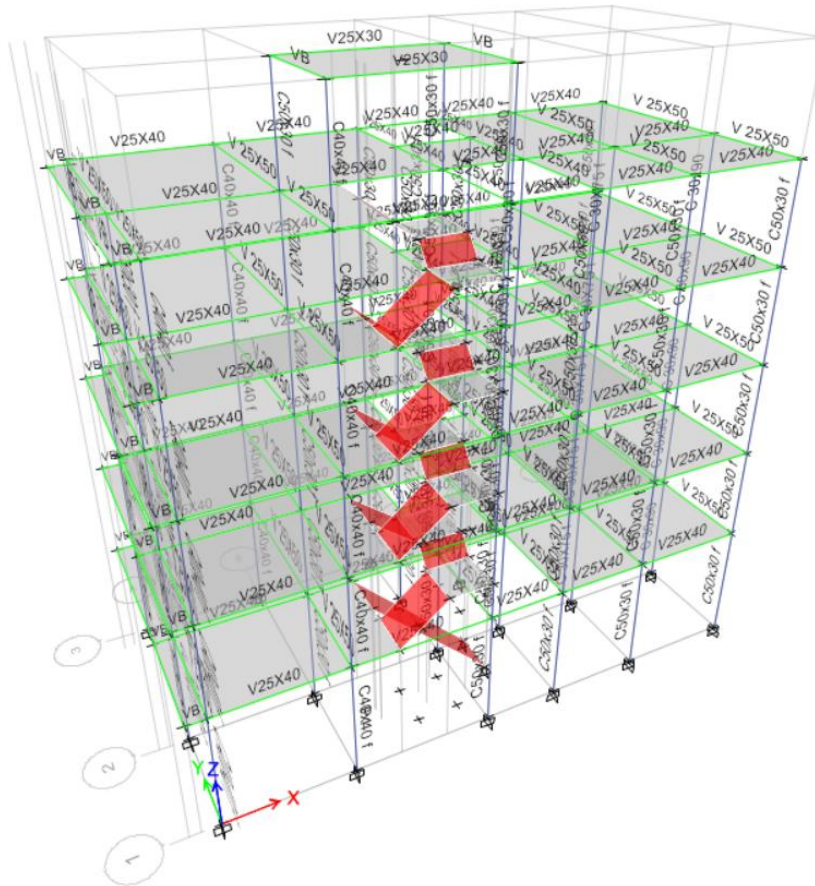
- Sobrecarga de entrepiso (incluida escalera): 0.3 ton/m^2
- Sobrecarga en azotea: 0.1 ton/m^2

4.2. ESTRUCTURACIÓN

La edificación de 5 pisos con azotea a analizar, será destinada a departamentos tanto en la dirección "X-X" como en la dirección "Y-Y" y se será mediante un sistema de pórticos, con losas aligeradas de 20cm de espesor en una dirección y con ladrillos de arcilla para reducir el peso del edificio.

Figura 1

Vista en 3D de la estructura



4.3.PRE-DIMENSIONAMIENTO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.3.1. Pre-dimensionamiento de Losa aligerada

El dimensionado de la losa aligerada se encuentra establecida para diversos peraltes ya que los ladrillos se producen con características predeterminadas y de acuerdo a

ello se define los espesores de la losa, por lo cual usaremos la siguiente fórmula dada por Blanco (1994):

$$E = \frac{Ln}{25}$$

Donde:

- Ln=Luz libre
- E=Espesor

Reemplazando:

$$Ln = 4.50m$$

$$E = \frac{4.50}{25} = 0.18 m$$

Peralte: debido a que es necesario la instalación de tuberías de desagüe de 4" en la losa, se utilizará un peralte de 20 cm de espesor

Por lo tanto, se usará para el diseño $e = 20$ cm. (losa aligerada).

4.3.2. Pre-dimensionamiento de Vigas

La Norma Peruana E.060 'Concreto Armado' indica que las vigas deben tener un ancho mínimo de 250 mm (25 cm), en caso que formen parte de pórticos o elementos sismo-resistentes de estructuras de concreto armado (Blanco, 1994).

La base de la viga según la Norma E.060 ‘Concreto Armado’ es variable de 1/2 a 2/3 veces su altura considerando un ancho mínimo de 25 cm, con el fin de evitar la presencia de cangrejas y el congestionamiento del acero.

$$H = \frac{L_n}{12} \text{ o } \frac{L_n}{10}$$

Donde:

- H=Peralte
- Ln=Luz libre

$$H = \frac{4.50m}{10} = 0.45 m$$

Por lo tanto, se usará para el diseño $h = 45 \text{ cm}$.

La sección de la viga será: 25 x 45 cm

4.3.3. Pre-dimensionamiento de Columnas

En edificaciones con mayor carga axial, según (Blanco, 1994) se podrá calcular la sección total de la columna utilizando la siguiente expresión en columnas céntricas.

$$\text{Área de columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 \times f'c}$$

$$P(\text{servicio}) = P_x A_x N$$

Edificios de categoría C:

- N= número de pisos

- A= área tributaria
- P=1000 kg/m²
- f'c= 210 kg/cm²

Tabla 2
Predimensionamiento de columnas

TIPO	TRIBUTARIA (m ²)	N° PISOS	P(SERVICIO) kg	REQUERIDA (cm ²)	SECCIÓN FINAL (cm)	FINAL (cm ²)
C(central)	10.875	5	54375	575.40	25x35	875
C(lateral)	5.1	5	25500	269.84	25x25	625
C(esquinera)	9.5625	5	47812.5	505.95	25x35	875

4.4. ANÁLISIS SISMORRESISTENTE EN LA ESTRUCTURA

4.4.1. Parámetros sísmicos

- $Z = 0.45$ Zona sísmica – zona 4 (Tacna)
- $U = 1.00$ Categoría de Edificación C (Comunes)
- $C = 2.5$ Factor de amplificación sísmica
- $S = 1.05$ Tipo de suelo S2
- $R = 8$ Coeficiente de Reducción

4.4.2. Irregularidad Estructural

Según la Norma E.030 ‘‘Diseño Sismorresistente’’ (2019) en el Artículo 20, establece criterios para clasificar qué tipos de irregularidades presenta la edificación. Estas se presentan en irregularidades en altura y en planta. A continuación, se analizará si nuestra edificación cuenta con alguna irregularidad.

4.4.2.1. Verificación de Irregularidad de Rigidez – Piso Blando

Existe irregularidad de rigidez cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes, ver tabla 3 y 4 (NTE E.030, 2019).

Tabla 3

Irregularidad de rigidez – piso blando X-X

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO X-X						
Story	Load Case	Stiffness X tonf/m	Condición		Condición	
			>70%	>80%	>70%	>80%
Techo Azotea	EJE X-X	2117.399				
Techo 5to Nivel	EJE X-X	15236.538				
Techo 4to Nivel	EJE X-X	20425.122				
Techo 3er Nivel	EJE X-X	23747.501	116%		REGULAR	
Techo 2do Nivel	EJE X-X	24465.155	103%	124%	REGULAR	
Techo 1er Nivel	EJE X-X	26472.908	108%	116%	REGULAR	REGULAR

Tabla 4

Irregularidad de rigidez – piso blando Y-Y

IRREGULARIDAD DE RIGIDEZ - PISO BLANDO Y-Y						
Story	Load Case	Stiffness X tonf/m	Condición		Condición	
			>70%	>80%	>70%	>80%
Techo Azotea	EJE Y-Y	1328.881				
Techo 5to Nivel	EJE Y-Y	15170.872				
Techo 4to Nivel	EJE Y-Y	22882.888				
Techo 3er Nivel	EJE Y-Y	25827.03	113%		REGULAR	
Techo 2do Nivel	EJE Y-Y	27303.443	106%	128%	REGULAR	
Techo 1er Nivel	EJE Y-Y	25541.845	94%	101%	REGULAR	REGULAR

4.4.2.2. Verificación de Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

Esta irregularidad se manifiesta cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior (NTE E.030, 2019). Por lo tanto, se

podría considerar que no presenta irregularidad ya que todos los elementos estructurales verticales tienen las mismas dimensiones en todos los niveles.

4.4.2.3.Verificación de Irregularidad de Masa o Peso

Existe irregularidad de masa o peso cuando el peso de un piso es mayor que 1,5 veces el peso del piso adyacente. Este criterio no se aplica en azoteas ni en sótanos, ver tabla 5 (NTE E.030, 2019).

Tabla 5
Irregularidad de masa o peso

IRREGULARIDAD DE MASA O PESO						
Story	UX tonf-s2/m	UY tonf-s2/m	Condición		PISO ADYACENTE	
			<150%	<150%	Superior	Inferior
Techo Azotea	0.84	0.84				
Techo 5to Nivel	9.89	9.89				
Techo 4to Nivel	14.52	14.52		99%		REGULAR
Techo 3er Nivel	14.60	14.60	101%	100%	REGULAR	REGULAR
Techo 2do Nivel	14.60	14.60	100%	97%	REGULAR	REGULAR
Techo 1er Nivel	15.02	15.02	103%		REGULAR	

4.4.2.4.Verificación de irregularidad por geométrica vertical

Se cuenta con irregularidad geométrica vertical cuando en cualquiera de las dos direcciones en análisis la dimensión en planta de la estructura que resiste las solicitaciones de fuerzas laterales es mayor que 1.3 veces a la dimensión en planta del piso adyacente; este criterio no se aplica ni en azoteas ni en sótanos (NTE E.030, 2019). En el presente proyecto la edificación presenta continuidad en altura. Por lo

que las dimensiones en planta se mantienen en altura. No existe irregularidad geométrica vertical en la estructura.

4.4.2.5.Verificación de irregularidad por discontinuidad de los sistemas resistentes

No existe irregularidad por discontinuidad, ya que todos los elementos verticales estructurales presentan continuidad en altura.

4.4.2.6.Verificación de Irregularidad Torsional

La irregularidad torsional sólo se aplica en edificios con diafragmas rígidos y sólo si el máximo desplazamiento relativo de entrepiso es mayor que 50% del desplazamiento permisible, ver tabla 6 (NTE E.030, 2019).

Tabla 6
Irregularidad torsional

Story	IRREGULARIDAD TORSIONAL							
	EJE X-X				EJE Y-Y			
	Max Drift	Avg Drift	Ratio	CONDICIÓN <1.3	Max Drift	Avg Drift	Ratio	CONDICIÓN <1.3
Techo Azotea	0.00034	0.000332	1.022	CUMPLE	0.000627	0.000582	1.078	CUMPLE
Techo 5to Nivel	0.000425	0.00041	1.036	CUMPLE	0.000484	0.000451	1.071	CUMPLE
Techo 4to Nivel	0.000756	0.000727	1.04	CUMPLE	0.00075	0.000691	1.085	CUMPLE
Techo 3er Nivel	0.001035	0.000993	1.042	CUMPLE	0.00097	0.00088	1.102	CUMPLE
Techo 2do Nivel	0.001191	0.00114	1.045	CUMPLE	0.001125	0.001015	1.108	CUMPLE
Techo 1er Nivel	0.000959	0.000893	1.074	CUMPLE	0.001013	0.000926	1.093	CUMPLE

4.4.2.7.Verificación de Irregularidad de Esquina Entrante

La estructura se califica como irregular cuando tiene esquinas entrantes cuyas dimensiones en ambas direcciones son mayores que 20% de la correspondiente dimensión total en planta, ver tabla 7 (NTE E.030, 2019).

Tabla 7
Irregularidad de esquina entrante

IRREGULARIDAD DE ESQUINA ENTRANTE							
Story	Longitud entrante	Longitud entrante	Longitud total X	Longitud total Y	CONDICIÓN <20%		CONDICIÓN <20%
Techo Azotea							
Techo 5to Nivel	0	0	15.48	7.75	0	0	
Techo 4to Nivel	0	0	15.48	7.75	0	0	REGULAR
Techo 3er Nivel	0	0	15.48	7.75	0	0	REGULAR
Techo 2do Nivel	0	0	15.48	7.75	0	0	REGULAR
Techo 1er Nivel	0	0	15.48	7.75	0	0	REGULAR

4.4.2.8. Verificación de Irregularidad de Discontinuidad del Diafragma

Esta irregularidad se presenta cuando los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores al 50% del área total del diafragma. También existe irregularidad cuando en cualquiera de los pisos y para cualquiera de las direcciones de análisis, se tiene alguna sección transversal del diafragma con un área neta resistente menor al 25% del área de sección transversal, ver tabla 8 y 9 (NTE E.030, 2019).

Tabla 8
Irregularidad de discontinuidad del diafragma – aberturas mayores al 50%

IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA								
Story	Abertura X	Abertura Y	Longitud total X	Longitud total Y	Área abertura	Área bruta	CONDICIÓN <50%	CONDICIÓN <50%
Techo Azotea								
Techo 5to Nivel	3.35	5.25	15.48	7.75	17.5875	119.97	15%	
Techo 4to Nivel	3.35	5.25	15.48	7.75	17.5875	119.97	15%	REGULAR
Techo 3er Nivel	3.35	5.25	15.48	7.75	17.5875	119.97	15%	REGULAR
Techo 2do Nivel	3.35	5.25	15.48	7.75	17.5875	119.97	15%	REGULAR
Techo 1er Nivel	3.35	5.25	15.48	7.75	17.5875	119.97	15%	REGULAR

Tabla 9*Irregularidad de discontinuidad del diafragma – área resistente menor al 25%*

IRREGULARIDAD DISCONTINUIDAD DEL DIAFRAGMA						
Story	Longitud total	Longitud abertura	Altura	Área total	Área neta	CONDICIÓN >25%
EJE X-X	15.48	3.35	0.2	3.096	2.426	78%
EJE Y-Y	7.75	5.25	0.2	1.55	0.5	32%

4.4.2.9. Verificación de Irregularidad por sistemas no paralelos

Existe irregularidad por sistemas no paralelos cuando en alguna de las direcciones en análisis de los elementos resistentes a las sollicitaciones de las fuerzas laterales no son paralelos. No se aplica este criterio si los ejes de los pórticos o muros de corte forman ángulos menores que 30° o cuando alguno de estos presenta menos del 10% de la fuerza cortante del piso (NTE E.030, 2019). Como se observa en la planta de la estructura no se presenta sistemas no paralelos. Por tanto, no hay irregularidad por sistemas no paralelos.

4.4.3. Coeficiente de Reducción

Al verificar las irregularidades de la estructura se concluyó que:

No presenta irregularidades ni en altura ni en planta.

$$R = R_o * I_a * I_p$$

$$R_x = 8 * 1 * 1 = 8$$

$$R_y = 8 * 1 * 1 = 8$$

Por lo tanto, el factor de reducción en ambos sentidos será de $R=8$

4.4.4. Coeficientes de participación: Modos y Periodos

De acuerdo a la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019) en el Artículo 29, se consideran solo los modos de vibración cuya suma de masa efectiva sea por lo menos el 90% de la masa total, tomando en cuenta por lo menos los primeros tres modos predominantes en la dirección del análisis.

Tabla 10
Coeficientes de participación

COEFICIENTES DE PARTICIPACIÓN				
MODO	PERIODO(seg)	UX	UY	RZ
Modo 1	0.52	0.5661	0.0382	0.2642
Modo 2	0.493	0.2946	0.0935	0.4792
Modo 3	0.479	0.0004	0.7383	0.1341
Modo 4	0.168	0.0916	0.0002	0.0062
Modo 5	0.161	0.0022	0.08	0.0079
Modo 6	0.157	0.0054	0.0117	0.0763
Modo 7	0.12	0.00001355	0.0114	0.0009
Modo 8	0.101	0.0219	0.00E+00	0.0006
Modo 9	0.092	0.0004	0.0017	0.0101
Modo 10	0.084	0.0033	0.0092	0.0051
Modo 11	0.08	0.0036	0.0081	0.0006
Modo 12	0.078	0.0028	0.0012	0.0075
Modo 13	0.062	0.0058	0	0.0003
Modo 14	0.056	0.0004	0.003	0.0014
Modo 15	0.054	0.0001	0.0024	0.0042
Modo 16	0.048	0.0013	6.93E-07	0.00002917
Modo 17	0.044	0.0001	0.0006	0.0003
Modo 18	0.041	8.336E-06	0.0005	0.0009
SUMATORIA		100%	100%	100%

El modo 1 se encuentra definido por el eje X-X con un periodo fundamental de 0.520 segundos y con una masa participativa del 56%. El modo 3 se encuentra definido por el eje Y-Y con un periodo de 0.479 segundos y con un porcentaje de masa de 73%. Por último, el modo 2 se encuentra definido por una rotación en la dirección Z- Z con un periodo fundamental de 0.493.

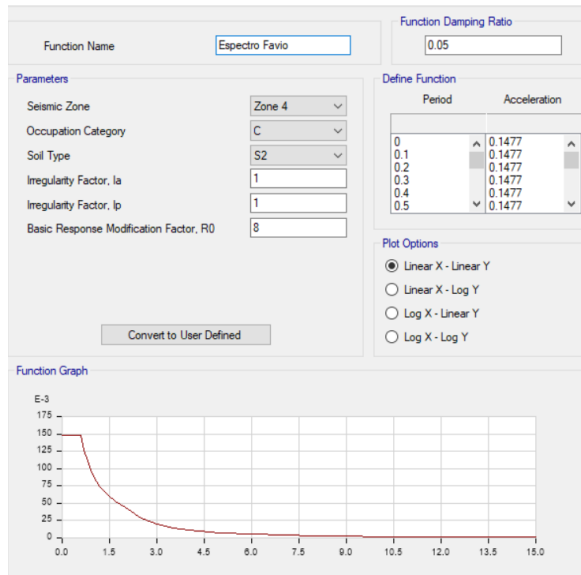
4.4.5. Análisis Dinámico

El análisis dinámico modal espectral se realiza mediante combinaciones espectrales, mostradas anteriormente por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019).

A continuación, se muestra los espectros de pseudo aceleraciones sísmicas empleados en el programa CSI ETABS, con el fin de considerar las cargas sísmicas en ambas direcciones X y Y.

Figura 2.

Espectro de Diseño



4.4.6. Determinación de desplazamientos laterales

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por $0.75R$ los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las

solicitaciones sísmicas reducidas; para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calculan multiplicando por 0.85R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico (NTE E030, 2019).

Para edificios de Concreto Armado se establece que el desplazamiento relativo de entrepiso no deberá exceder al valor de 0.007 en todos los niveles, esto se cumplirá en las direcciones X-X e Y-Y respectivamente (NTE E030, 2019).

Es nuestra edificación multifamiliar, se trabajó como regular de acuerdo con los cálculos previamente realizados. La distorsión de entrepiso máxima ha sido incrementada por el factor de 0.75xR, dando como resultado 6.

Figura 3
Distorsiones de entrepiso

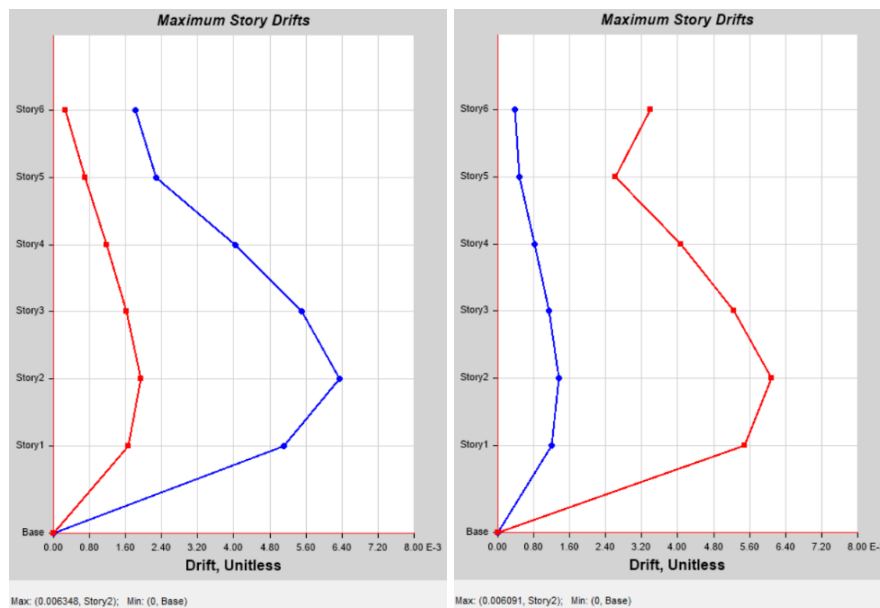


Tabla 11*Distorsiones máximas X-X*

DISTORSIONES MÁXIMAS X-X							
Story	EJE	Drift (deriva elástica)	R	0.75*R	Drift*0.75*R (deriva inelástica)	Máx Drift E.030	CONDICIÓN <0.007
Techo Azotea	X-X	0.000302	8	6	0.001812	0.007	SI CUMPLE
Techo 5to Nivel	X-X	0.000378	8	6	0.002268	0.007	SI CUMPLE
Techo 4to Nivel	X-X	0.000671	8	6	0.004026	0.007	SI CUMPLE
Techo 3er Nivel	X-X	0.000919	8	6	0.005514	0.007	SI CUMPLE
Techo 2do Nivel	X-X	0.001058	8	6	0.006348	0.007	SI CUMPLE
Techo 1er Nivel	X-X	0.000852	8	6	0.005112	0.007	SI CUMPLE

Tabla 12*Distorsiones máximas Y-Y*

DISTORSIONES MÁXIMAS Y-Y							
Story	EJE	Drift (deriva elástica)	R	0.75*R	Drift*0.75*R (deriva inelástica)	Máx Drift E.030	CONDICIÓN <0.007
Techo Azotea	Y-Y	0.000566	8	6	0.003396	0.007	SI CUMPLE
Techo 5to Nivel	Y-Y	0.000436	8	6	0.002616	0.007	SI CUMPLE
Techo 4to Nivel	Y-Y	0.000677	8	6	0.004062	0.007	SI CUMPLE
Techo 3er Nivel	Y-Y	0.000875	8	6	0.005250	0.007	SI CUMPLE
Techo 2do Nivel	Y-Y	0.001015	8	6	0.006090	0.007	SI CUMPLE
Techo 1er Nivel	Y-Y	0.000914	8	6	0.005484	0.007	SI CUMPLE

Según las tablas 11 y 12 se concluye que las máximas derivas en dirección X-X se sitúan en el 2do nivel con un valor de 0.006348 siendo por debajo del permisible mientras que en el 2do nivel en la dirección Y-Y encontramos un valor de 0.006090, ambos menores al máximo admisible en la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019) en el Artículo 32.

4.4.7. Verificación de la condición de cortante basal

De acuerdo a la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019) en el Artículo 29.4, Para ambas direcciones X-X y Y-Y, la fuerza cortante basal de la edificación no puede ser menor que el 80% del valor calculado por el método estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Los valores obtenidos de Fuerza cortante en la base:

$$VX_{estatico} := 103.511 \text{ tonnef}$$

$$VY_{estatico} := 103.511 \text{ tonnef}$$

$$VX_{dinamico} = 73.51 \text{ tonnef}$$

$$VY_{dinamico} = 74.746 \text{ tonnef}$$

$$\frac{VX_{dinamico}}{VX_{estatico}} = 0.71$$

$$\frac{VY_{dinamico}}{VY_{estatico}} = 0.722$$

$$F.E.X := \frac{0.8 \cdot VX_{estatico}}{VX_{dinamico}} = 1.126$$

$$F.E.Y := \frac{0.8 \cdot VY_{estatico}}{VY_{dinamico}} = 1.108$$

Según los cálculos obtenidos se necesita amplificar las fuerzas en un 12.6% en el eje X-X, mientras que en el eje Y-Y un 10.8%. Estos cálculos se introducirán al CSI ETABS con la finalidad de amplificar las fuerzas internas y posteriormente pasar a la etapa de diseño de los elementos estructurales.

4.5.DISEÑO ESTRUCTURAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

4.5.1. Método de Diseño

Según la Norma E.060 “Concreto Armado” los elementos de concreto armado se diseñarán con el Diseño por Resistencia, o también llamado Diseño a la Rotura. Ya que lo que se busca es proporcionar una resistencia a los elementos estructurales, tal que soporte los factores de cargas y factores de reducción de resistencia.

Se aplican las siguientes combinaciones de cargas:

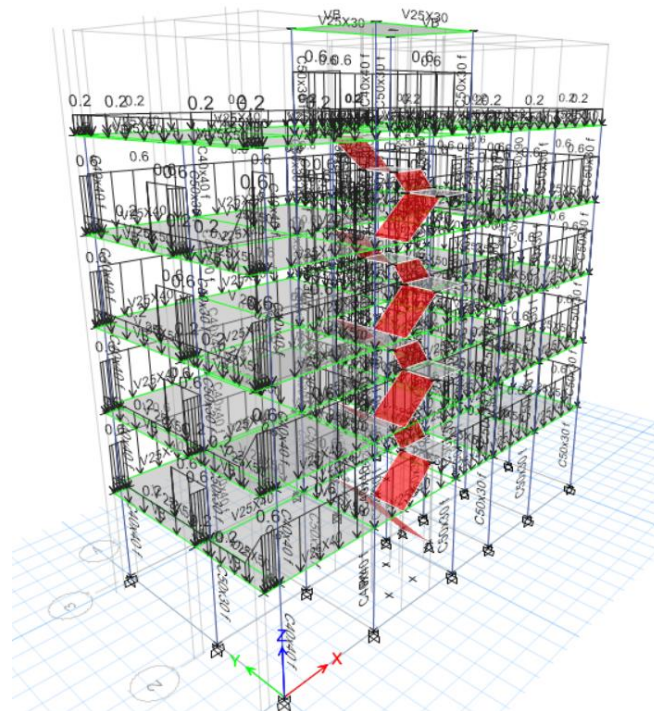
Tabla 13
Combos de diseño

COMBOS DE DISEÑO	
COMBO 1	$1.4*CM+1.7*CV$
COMBO 2	$1.25*(CM+CV)+SX \text{ Máx}$
COMBO 3	$1.25*(CM+CV)-SX \text{ Máx}$
COMBO 4	$1.25*(CM+CV)+SY \text{ Máx}$
COMBO 5	$1.25*(CM+CV)-SY \text{ Máx}$
COMBO 6	$0.9CM+SX \text{ Máx}$
COMBO 7	$0.9CM-SX \text{ Máx}$
COMBO 8	$0.9CM+SY \text{ Máx}$
COMBO 9	$0.9CM-SY \text{ Máx}$

A continuación, el metrado utilizado en la edificación:

Figura 4

Vista en 3D de la estructura – metrado de cargas



4.5.2. Diseño de Losas Aligeradas

En el presente diseño las losas aligeradas se modelan en una dirección y se idealizan como elementos unidireccionales y a su vez sus viguetas se consideran simplemente apoyadas sobre las vigas, ya que estas no restringen su rotación.

A continuación, tomaremos los dos paños más cargados para el diseño de losa.

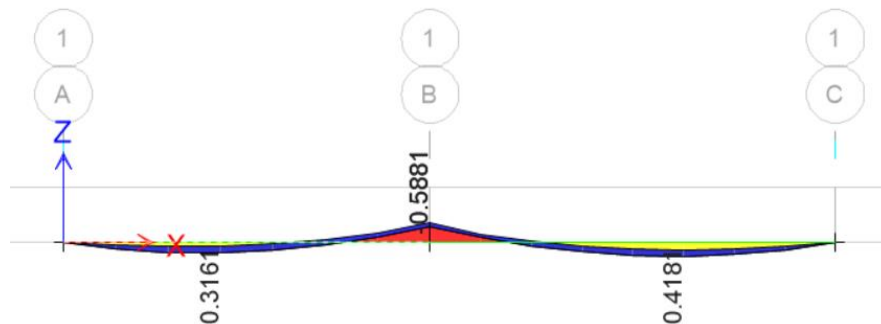
$$f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

- $bw := 10 \text{ cm}$ Ancho del alma
- $tf := 5 \text{ cm}$ Altura del ala
- $bf := 40 \text{ cm}$ Ancho del ala
- $h_l := 20 \text{ cm}$ Altura losa
- $d := h_l - 3 \text{ cm}$ Peralte losa

Figura 5

Diagrama de momento flector en losa aligerada



$$Mu(+)=0.41 \text{ ton/m}$$

$$Mu(-)=-0.58 \text{ ton/m}$$

$Mu1:=0.41 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$ (Momentos positivos)

$$As1:=\frac{0.85\cdot fc\cdot bf\cdot d}{fy}-\sqrt{\frac{1.7\cdot fc\cdot bf}{fy^2}\cdot\left(\frac{0.85\cdot fc\cdot bf\cdot d^2}{2}-\frac{Mu1}{\phi_f}\right)}=0.645 \text{ cm}^2$$

$$AsminPos:=\frac{0.7}{fy}\cdot\sqrt{fc\cdot 1\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}\cdot bw\cdot d=0.411 \text{ cm}^2$$

$Mu2:=-0.58 \text{ tonnef}\cdot\text{m}$ (Momentos negativos)

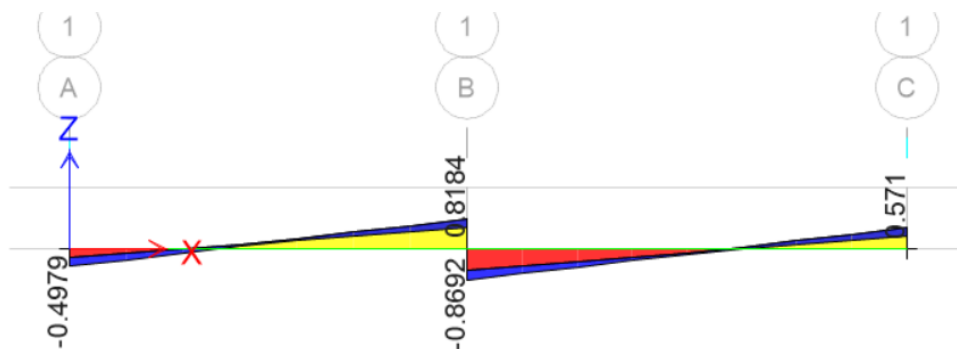
$$As2:=\frac{0.85\cdot fc\cdot bw\cdot d}{fy}-\sqrt{\frac{1.7\cdot fc\cdot bw}{fy^2}\cdot\left(\frac{0.85\cdot fc\cdot bw\cdot d^2}{2}-\frac{|Mu2|}{\phi_f}\right)}=0.967 \text{ cm}^2$$

$$AsminNeg:=\frac{605 \text{ kgf}\cdot\text{m}}{0.9\cdot fy\cdot 0.95\cdot d}=0.991 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, se usará acero de $\varnothing 1/2''$ (1.27cm^2) en el acero positivo como en el acero negativo.

Figura 6

Diagrama de fuerza cortante en losa aligerada



Fuerza cortante máxima

$$V \text{ máx} = 0.86 \text{ ton/m}$$

Fuerza cortante aportada por el concreto

$$\phi V_c := 0.85 \cdot 1.1 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f_c} \cdot 1 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \cdot bw1 \cdot d = 1.221 \text{ tonnef}$$

Como $V_{\text{máx}} < \phi V_c$, entonces no requiere acero transversal (estribos).

Refuerzo por contracción y temperatura

$$A_{st} := 0.0018 \cdot 100 \text{ cm} \cdot t = 0.9 \text{ cm}^2$$

Usando varillas de $\phi 1/4''$

$$S := \min\left(\frac{0.000032 \text{ m}^3}{A_{st}}, 5 \text{ t}, 40 \text{ cm}\right) = 0.25 \text{ m}$$

Separación mínima

Figura 7

Detalle de losa aligerada

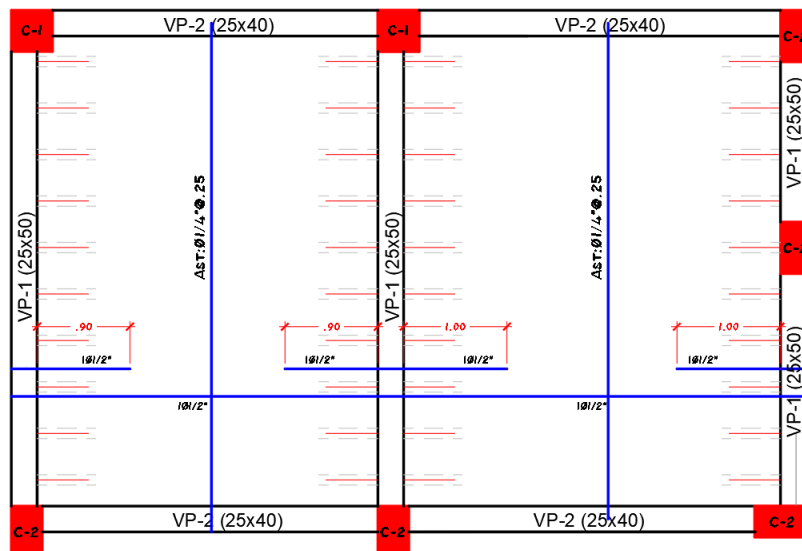
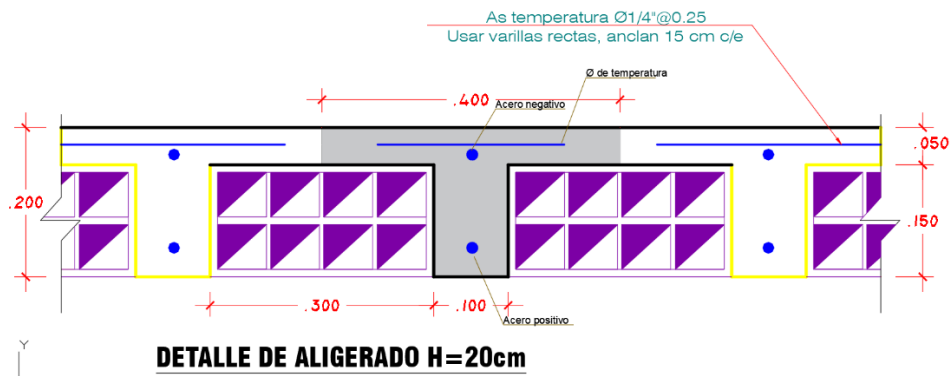


Figura 8

Corte de losa aligerada



4.5.3. Diseño de Vigas

Diseño por flexión

En el diseño de vigas el diagrama de momentos flectores nos otorga las resistencias requeridas máximas, y por ende se aplica realizar un correcto diseño por flexión. Una vez obtenido los momentos máximos se calcularán las cantidades de acero mínimo y máximo, para cada sección de la viga.

- Acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{f'c}}{fy} * b * d$$

- Acero máximo:

$$As_{máx} = 0.75 * \frac{0.85 * f'c * \beta * 0.588 * b * d}{fy}$$

- Acero requerido;

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

$$As = \frac{Mu}{0.9 * fy * (d - \frac{a}{2})}$$

a) Viga VP-01 (25x50)

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

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

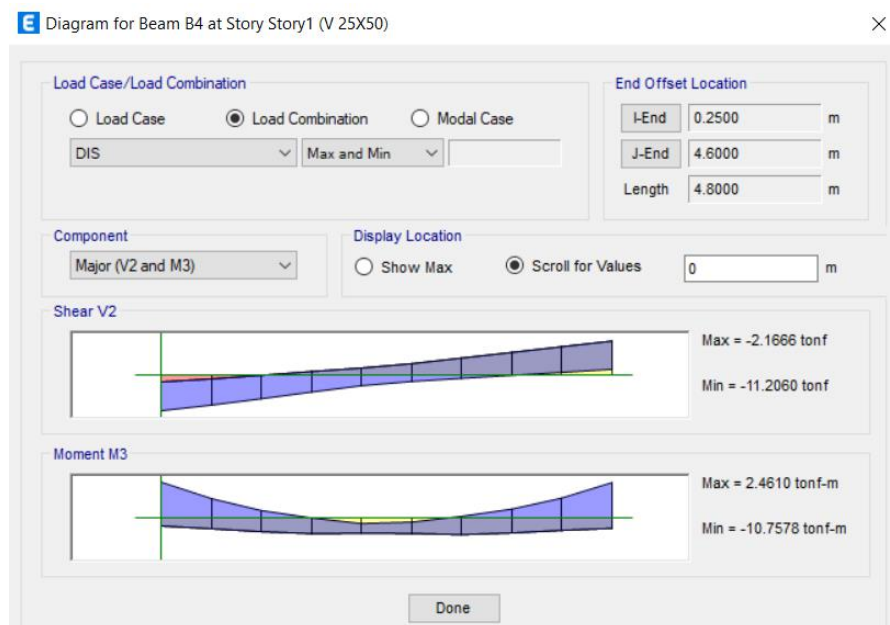
$$b = 25 \text{ cm}$$

$$h = 50 \text{ cm}$$

$$d = 40 - 6 = 44 \text{ cm}$$

Figura 9

Diagrama de momento flector y fuerza cortante VP-01



$$M1(-) = 10.75 \text{ tonf/m}$$

$$M2(-) = 10.61 \text{ tonf/m}$$

$$M1(+) = 2.46 \text{ tonf/m}$$

$$M2(+) = 3.15 \text{ tonf/m}$$

Acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 25 * 44 = 2.65 \text{ cm}^2$$

Acero máximo:

$$As_{máx} = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 0.85 * 0.588 * 25 * 44}{4200} = 17.52 \text{ cm}^2$$

El refuerzo a utilizar a causa de los momentos últimos hallados en la figura 9, tiene que encontrarse dentro de los valores máximos y mínimos hallados. La tabla 14 muestra los momentos positivos y negativos máximos en la viga, así como el refuerzo colocado dentro del mínimo y máximo establecido.

Tabla 14

Acero de diseño para viga VP-01

VP-1 (25x50)						
Mu	Mu (tonf/m)	As Colocado	Mu(colocado) tonf/m	As Colocado (cm ²)	Asmin (cm ²)	Asmáx (cm ²)
M1(-)	10.75	2Ø5/8"+1Ø3/4"	11.03	6.81	2.65	17.52
M1(+)	2.46	2Ø5/8"	6.49	3.96	2.65	17.52
M2(-)	10.61	2Ø5/8"+1Ø3/4"	11.03	6.81	2.65	17.52
M2(+)	3.15	2Ø5/8"	6.49	3.96	2.65	17.52

Diseño por cortante

Para la viga VP-01(25x50), el concreto realiza un aporte al cortante de:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.44 * 10 = 8.45 \text{ tonf/m}$$

Ahora, el cortante que debe soportar la viga es de:

$$Vn = \frac{Vu}{0.85} = \frac{11.20}{0.85} = 13.17 \text{ tonf/m}$$

Como, $V_c < V_n$ entonces la fuerza cortante que el acero debe soportar es:

$$V_s = V_n - V_c = 13.17 - 8.45 = 4.72 \text{ tonf/m}$$

Entonces por recomendación de la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 7.10.5, se utilizará estribos de $\emptyset 3/8''$:

$$S = \frac{2 * A_{est} * f_y * d}{V_s} = \frac{2 * 0.71 * 4200 * 44}{4.72 * 1000} = 55.59 \text{ cm}$$

Y según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.4. tenemos que:

- Espaciamiento máximo en la zona de confinamiento

$$S_{max} \leq \left(\frac{d}{4}, 10\emptyset, 15\text{cm} \right) \rightarrow S_{max} \leq 11\text{cm}$$

- Longitud de confinamiento

$$L = 2h = 2 * 50 = 100\text{cm}$$

- Espaciamiento máximo en la zona central

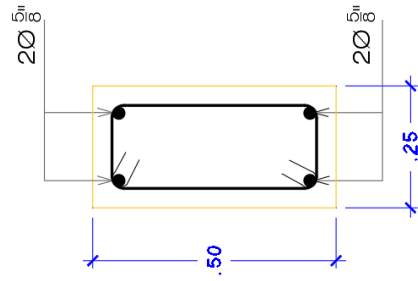
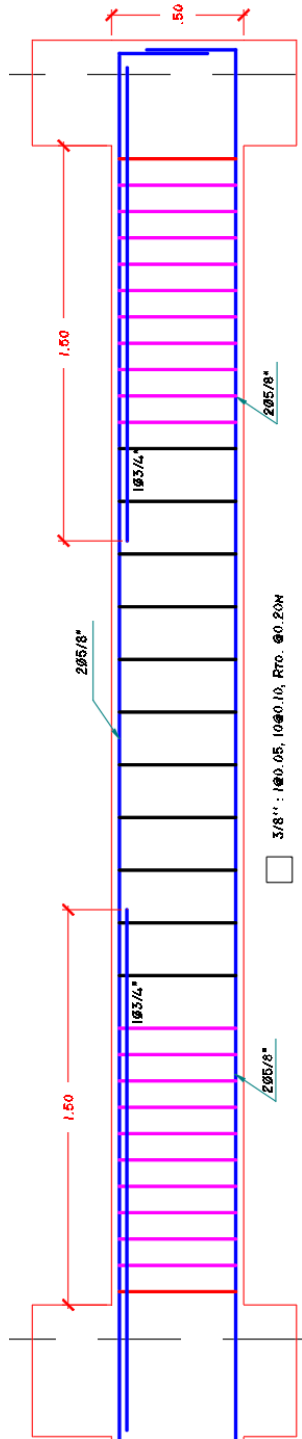
$$S = \frac{d}{2} = \frac{44}{2} = 22\text{cm}$$

Por lo tanto, la distribución de los estribos, considerando la longitud de confinamiento nuestra distribución será la siguiente:

$$\text{Est } \emptyset 3/8'' : 1@0.05, 10@0.10, Rto@0.20\text{m}$$

Figura 10

Detalle de viga VP-01(25x50cm)



VP-1

- Ø3/8"
- 1 @ 0.05 m
- 10 @ 0.10 m
- Rto. @ 0.20 m

b) Viga VP-02 (25x40)

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

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

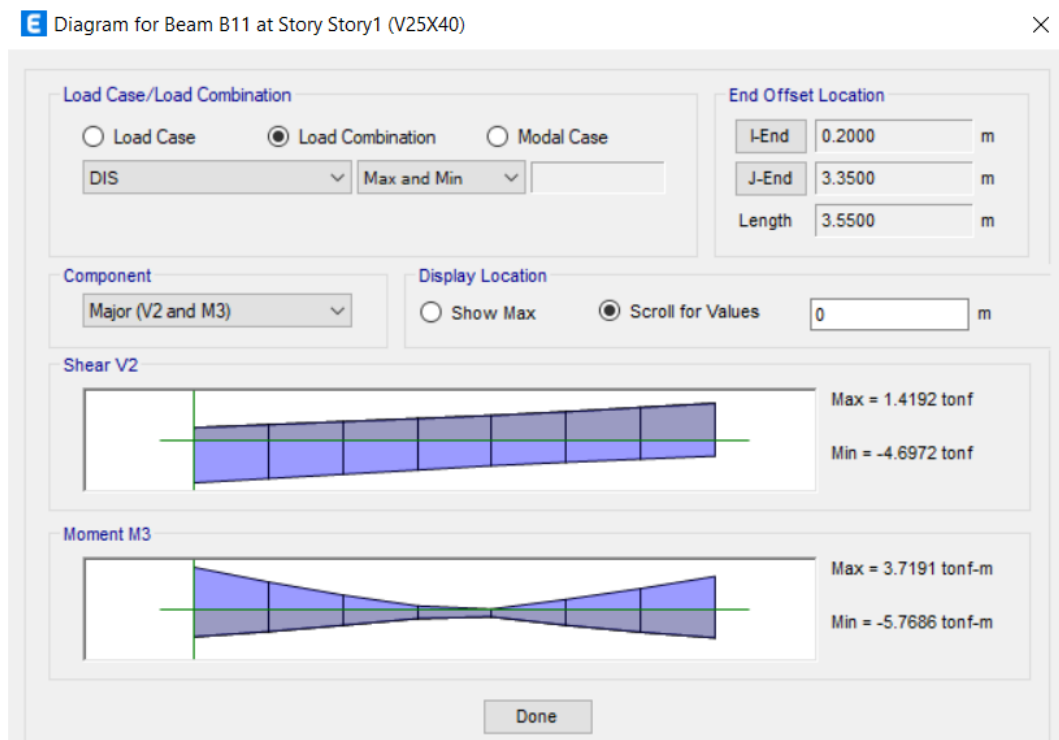
$$b = 25\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

$$d = 40 - 6 = 34\text{cm}$$

Figura 11

Diagrama de momento flector y fuerza cortante VP-02



Momentos últimos provenientes del análisis:

$$M1(-) = 5.76 \text{ tonf/m}$$

$$M2(-) = 4.53 \text{ tonf/m}$$

$$M1(+) = 3.71 \text{ tonf/m}$$

$$M2(+) = 3.85 \text{ tonf/m}$$

- Acero mínimo:

$$As_{min} = \frac{0.7 * \sqrt{210}}{4200} * 25 * 34 = 2.05 cm^2$$

- Acero máximo:

$$As_{máx} = 0.75 * \frac{0.85 * 210 * 0.85 * 0.588 * 25 * 34}{4200} = 13.54 cm^2$$

El refuerzo a utilizar a causa de los momentos últimos hallados en la figura 11, tiene que encontrarse dentro de los valores máximos y mínimos hallados. La tabla 15 muestra los momentos positivos y negativos máximos en la viga, así como el refuerzo colocado dentro del mínimo y máximo establecido.

Tabla 15
Acero de diseño para viga VP-02

VP-2 (25x40)						
Mu	Mu (tonf/m)	As Colocado	Mu(colocado) tonf/m	As Colocado (cm2)	Asmin (cm2)	Asmáx (cm2)
M1(-)	5.76	2Ø5/8"+1Ø1/2"	6.48	5.23	2.05	13.54
M1(+)	3.71	2Ø5/8"	4.98	3.96	2.05	13.54
M2(-)	4.53	2Ø5/8"	4.98	3.96	2.05	13.54
M2(+)	3.85	2Ø5/8"	4.98	3.96	2.05	13.54

Diseño por cortante

Para la viga VP-02(25x40), el concreto realiza un aporte al cortante de:

$$Vc = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0.53 * \sqrt{210} * 0.25 * 0.34 * 10 = 6.52 tonf/m$$

Ahora, el cortante que debe soportar la viga es de:

$$V_n = \frac{V_u}{0.85} = \frac{4.69}{0.85} = 5.51 \text{ tonf/m}$$

Como, $V_c > V_n$ entonces la fuerza cortante que el concreto soporta es suficiente

Y según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.4. tenemos que:

- El espaciamiento máximo en la zona de confinamiento es:

$$S_{max} \leq \left(\frac{d}{4}, 10\phi, 15cm \right) \rightarrow S_{max} \leq 9cm$$

- Longitud de confinamiento

$$L = 2h = 2 * 40 = 80cm$$

- Espaciamiento máximo en la zona central

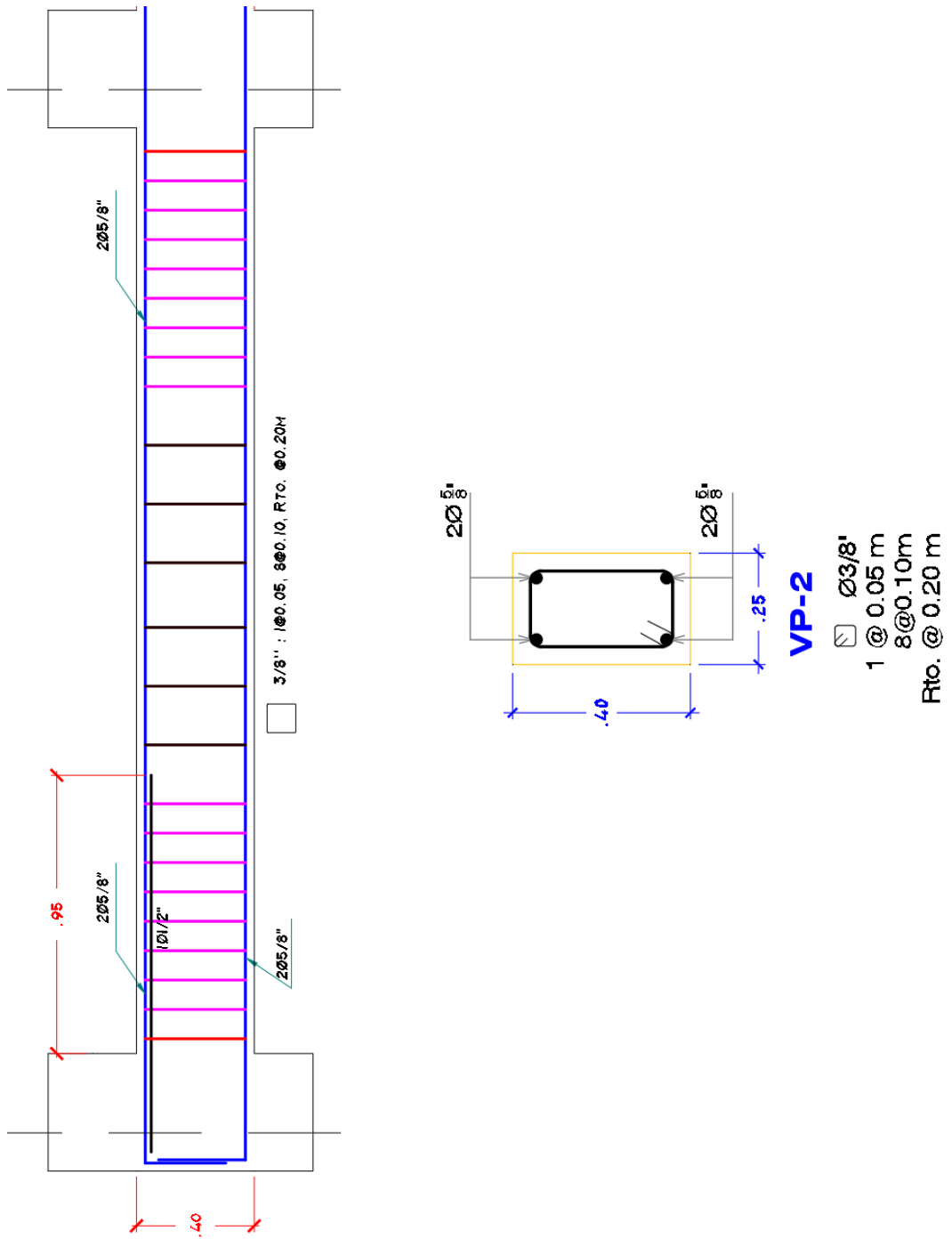
$$S = \frac{d}{2} = \frac{34}{2} = 17cm$$

Entonces por recomendación de la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 7.10.5, se utilizará estribos de $\phi 3/8''$; por lo tanto, la distribución de los estribos, considerando la longitud de confinamiento nuestra distribución será la siguiente:

$$\text{Est } \phi 3/8'' : 1@0.05, 8@0.10, Rto@0.20m$$

Figura 12

Detalle de viga VP-02(25x40cm)



4.5.4. Diseño de Columnas

Diseño de columna más cargada C-1 (40x40cm)

Sección de la columna:

- $b1 = 40cm$ Ancho de la columna
- $b2 = 40cm$ Altura de la columna
- $r = 6cm$ Recubrimiento

Disposición de acero longitudinal:

- $Ag = b1 * b2 = 1600cm$
- $Asmin = 0.01 * Ag = 16cm^2$
- $Asmax = 0.06 * Ag = 96cm^2$

Acero de refuerzo empleado en el diseño:

$$As = 4 * As\emptyset 3/4'' + 4 * As\emptyset 5/8'' = 4 * 2.85cm^2 + 4 * 1.98cm^2 = 19.32cm^2$$

Entonces se usará para la columna C-1(40x40): 4 varillas de 3/4''+ 4 varillas de 5/8'' de diámetro.

Diseño por flexo-compresión

Se diseña la columna C-1, ubicada en los 4 puntos correspondientes en el plano y se usa el acero mencionado ya que, siendo la columna más cargada puede soportar

con tal cantidad de acero. Por temas de criterio se toma las cargas del primer piso ya que es donde actúan las mayores fuerzas internas.

Tabla 16

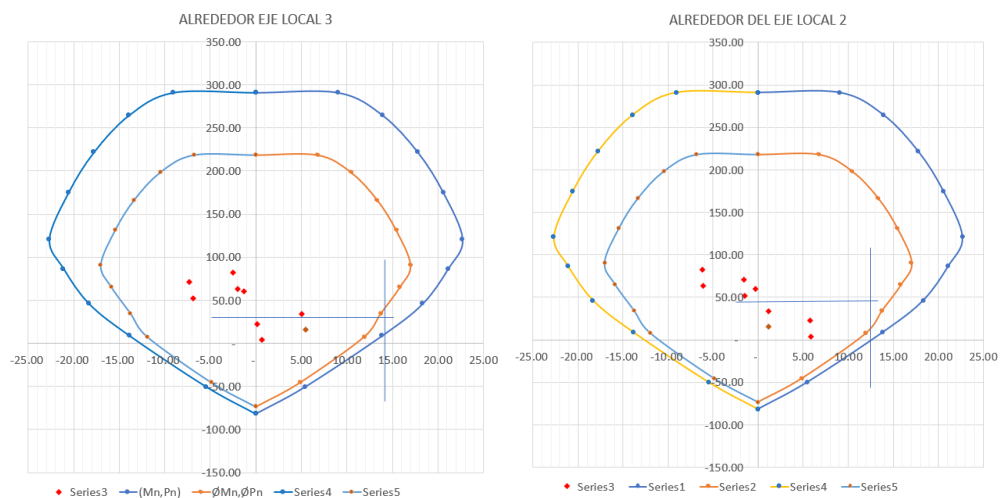
Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-1(40x40)

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS EN C-1						
COMBOS	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	T	M2(Ton-m)	M3(Ton-m)
1.4*CM+1.7*CV	60.20	-0.83	-0.27	-0.01	-0.28	-1.34
1.25*(CM+CV)+SX Máx	34.14	2.79	0.60	0.12	1.12	5.03
1.25*(CM+CV)-SX Máx	70.87	-4.22	-1.06	-0.14	-1.59	-7.33
1.25*(CM+CV)+SY Máx	22.71	0.28	2.86	0.12	5.76	0.17
1.25*(CM+CV)-SY Máx	82.30	-1.71	-3.33	-0.14	-6.22	-2.46
0.9CM+SX Máx	15.25	3.09	0.71	0.13	1.24	5.51
0.9CM-SX Máx	51.98	-3.91	-0.95	-0.14	-1.47	-6.85
0.9CM+SY Máx	3.82	0.59	2.97	0.12	5.88	0.65
0.9CM-SY Máx	63.40	-1.40	-3.21	-0.13	-6.10	-1.98

Para el diseño del diagrama de interacción en la columna se emplea el software CSI ETABS, hallando así los 11 puntos para las diferentes curvas del diagrama tanto en dirección X-X y Y-Y.

Figura 13

Diagrama de interacción de C-1(40x40), en la dirección X-X y Y-Y



Según la figura 13 los momentos últimos se encuentran ubicados dentro de las curvas del diagrama de interacción, por consiguiente se concluye que el diseño por flexo-compresión es el correcto.

Diseño por cortante

Según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.5.3. nos dice lo siguiente:

- *Zona de confinamiento* = $\left[\frac{Hn}{6}, \max(b1, b2), 50cm\right]$
- *Smáx (zona de confinamiento)* = $[8db\#5, \min(b1, b2), 10cm]$
- *Smáx(zona central)* = $[16db\#5, 30cm]$

Por lo tanto, obtenemos los siguientes resultados:

$$Zona\ de\ confinamiento = \left[\frac{3.6m}{6}, \max(40,40), 50cm\right] = 60cm$$

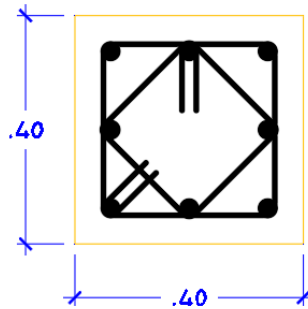
$$Smáx(zona\ de\ confinamiento) = [8(1.59), \min(40,40), 10cm] = 10cm$$

$$Smáx(zona\ central) = [16(1.59), 30cm] = 25cm$$

Entonces, la distribución del acero en la columna C-1(40x40) es la siguiente:

Figura 14

Detalle de sección para Columna C-1(40x40)



4Ø3/4" + 4Ø5/8"

□ Ø3/8"
1 @ 0.05 m
6@0.10m
Rto. @ 0.20 m

Diseño de columna más cargada C-2 (30x50cm)

Sección de la columna:

- $b_1 = 30\text{cm}$ Ancho de la columna
- $b_2 = 50\text{cm}$ Altura de la columna
- $r = 6\text{cm}$ Recubrimiento

Disposición de acero longitudinal:

- $A_g = b_1 * b_2 = 1500\text{cm}^2$
- $A_{smin} = 0.01 * A_g = 15\text{cm}^2$
- $A_{smax} = 0.06 * A_g = 90\text{cm}^2$

Acero de refuerzo empleado en el diseño:

$$A_s = 4 * A_{s\emptyset 3/4''} + 6 * A_{s\emptyset 5/8''} = 4 * 2.85\text{cm}^2 + 6 * 1.98\text{cm}^2 = 23.28\text{cm}^2$$

Entonces se usará para la columna C-2(30x50): 4 varillas de 3/4''+ 6 varillas de 5/8'' de diámetro.

Diseño por flexo-compresión

Se diseña la columna C-2, ubicada en los puntos correspondientes en el plano y se usará el acero mencionado ya que, siendo la columna más cargada puede soportar con tal cantidad de acero. Por temas de criterio se toma las cargas del primer piso ya que es donde actúan las mayores fuerzas internas.

Tabla 17

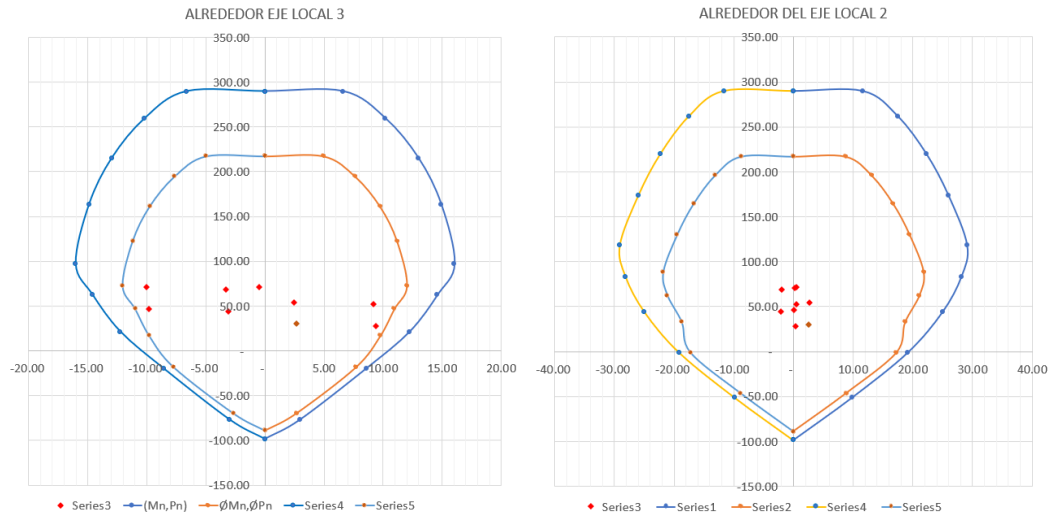
Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-2(30x50)

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS EN C-2						
COMBOS	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	T	M2(Ton-m)	M3(Ton-m)
1.4*CM+1.7*CV	71.39	-0.52	0.21	-0.01	0.44	-0.49
1.25*(CM+CV)+SX Máx	54.36	1.09	1.21	0.10	2.72	2.47
1.25*(CM+CV)-SX Máx	68.88	-1.98	-0.84	-0.11	-1.97	-3.30
1.25*(CM+CV)+SY Máx	52.32	4.60	0.27	0.09	0.54	9.21
1.25*(CM+CV)-SY Máx	70.91	-5.48	0.09	-0.11	0.22	-10.04
0.9CM+SX Máx	29.97	1.29	1.13	0.10	2.57	2.67
0.9CM-SX Máx	44.49	-1.77	-0.92	-0.11	-2.12	-3.10
0.9CM+SY Máx	27.94	4.80	0.20	0.10	0.38	9.41
0.9CM-SY Máx	46.53	-5.28	0.02	-0.10	0.07	-9.84

Para el diseño del diagrama de interacción en la columna se emplea el software CSI ETABS, hallando así los 11 puntos para las diferentes curvas del diagrama tanto en dirección X-X y Y-Y.

Figura 15

Diagrama de interacción de C-2(30x50), en la dirección X-X y Y-Y



Según la figura 15 los momentos últimos se encuentran ubicados dentro de las curvas del diagrama de interacción, por consiguiente se concluye que el diseño por flexo-compresión es el correcto.

Diseño por cortante

Según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.5.3. nos dice lo siguiente:

- Zona de confinamiento = $\left[\frac{Hn}{6}, \max(b1, b2), 50cm\right]$
- $S_{m\acute{a}x}$ (zona de confinamiento) = $[8db\#5, \min(b1, b2), 10cm]$
- $S_{m\acute{a}x}$ (zona central) = $[16db\#5, 30cm]$

Por lo tanto, obtenemos los siguientes resultados:

$$\text{Zona de confinamiento} = \left[\frac{3.6m}{6}, \max(30,50), 50cm \right] = 60cm$$

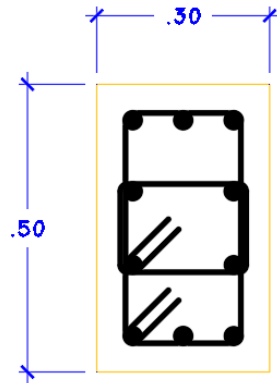
$$S_{\text{máx}}(\text{zona de confinamiento}) = [8(1.59), \min(30,50), 10cm] = 10cm$$

$$S_{\text{máx}}(\text{zona central}) = [16(1.59), 30cm] = 25cm$$

Entonces, la distribución del acero en la columna C-2(30x50) es la siguiente:

Figura 16

Detalle de sección para Columna C-2(30x50)



$$4\text{Ø}3/4" + 6\text{Ø}5/8"$$

$$\square \text{ Ø}3/8"$$

$$1 @ 0.05 \text{ m}$$

$$6 @ 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Rto. } @ 0.20 \text{ m}$$

Diseño de columna más cargada C-2 (50x30cm)

Sección de la columna:

- $b1 = 50cm$ Ancho de la columna
- $b2 = 30cm$ Altura de la columna
- $r = 6cm$ Recubrimiento

Disposición de acero longitudinal:

- $Ag = b1 * b2 = 1500cm$
- $Asmin = 0.01 * Ag = 15cm^2$
- $Asmax = 0.06 * Ag = 90cm^2$

Acero de refuerzo empleado en el diseño:

$$As = 4 * As\emptyset 3/4'' + 6 * As\emptyset 5/8'' = 4 * 2.85cm^2 + 6 * 1.98cm^2 = 23.28cm^2$$

Entonces se usará para la columna C-2(50x30): 4 varillas de 3/4''+ 6 varillas de 5/8'' de diámetro.

Diseño por flexo-compresión

Se diseñará la columna C-2, ubicada en los puntos correspondientes en el plano y se usará el acero mencionado ya que, siendo la columna más cargada puede soportar

con tal cantidad de acero. Por temas de criterio se toma las cargas del primer piso ya que es donde actúan las mayores fuerzas internas.

Tabla 18

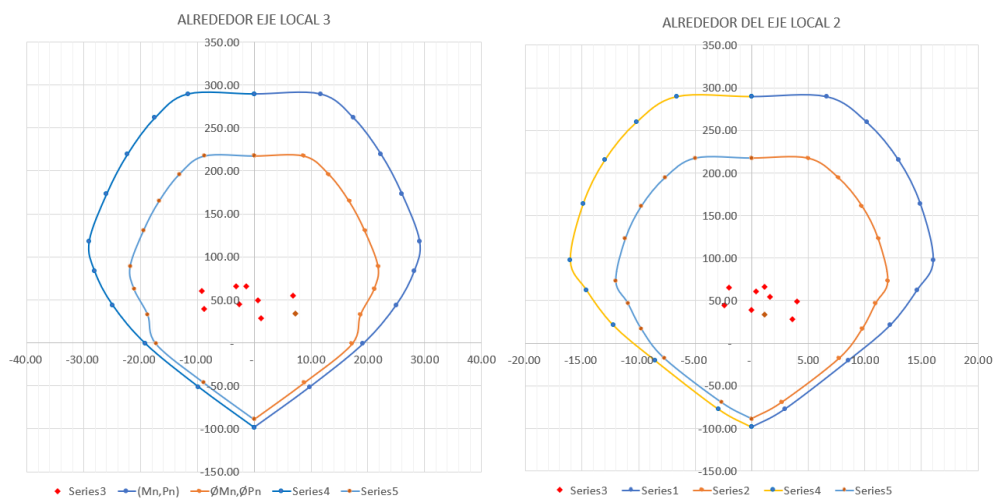
Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-2(50x30)

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS EN C-2						
COMBOS	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	T	M2(Ton-m)	M3(Ton-m)
1.4*CM+1.7*CV	66.19	-0.80	1.02	-0.01	1.14	-1.39
1.25*(CM+CV)+SX Máx	54.61	3.16	1.18	0.10	1.60	6.88
1.25*(CM+CV)-SX Máx	60.63	-4.54	0.56	-0.11	0.36	-9.27
1.25*(CM+CV)+SY Máx	49.45	0.25	2.41	0.09	3.99	0.72
1.25*(CM+CV)-SY Máx	65.80	-1.64	-0.66	-0.11	-2.03	-3.12
0.9CM+SX Máx	33.53	3.43	0.83	0.10	1.20	7.35
0.9CM-SX Máx	39.54	-4.27	0.20	-0.11	-0.04	-8.79
0.9CM+SY Máx	28.36	0.53	2.05	0.10	3.59	1.20
0.9CM-SY Máx	44.71	-1.36	-1.02	-0.10	-2.43	-2.64

Para el diseño del diagrama de interacción en la columna se emplea el software CSI ETABS, hallando así los 11 puntos para las diferentes curvas del diagrama tanto en dirección X-X y Y-Y.

Figura 17

Diagrama de interacción de C-2(50x30), en la dirección X-X y Y-Y



Según la figura 17 los momentos últimos se encuentran ubicados dentro de las curvas del diagrama de interacción, por consiguiente se concluye que el diseño por flexo-compresión es el correcto.

Diseño por cortante

Según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.5.3. nos dice lo siguiente:

- *Zona de confinamiento* = $\left[\frac{Hn}{6}, \max(b1, b2), 50cm\right]$
- *Smáx (zona de confinamiento)* = $[8db\#5, \min(b1, b2), 10cm]$
- *Smáx(zona central)* = $[16db\#5, 30cm]$

Por lo tanto, obtenemos los siguientes resultados:

$$Zona\ de\ confinamiento = \left[\frac{3.6m}{6}, \max(40,40), 50cm\right] = 60cm$$

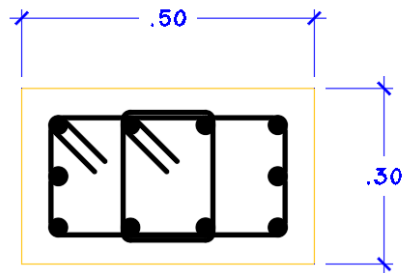
$$Smáx(zona\ de\ confinamiento) = [8(1.59), \min(40,40), 10cm] = 10cm$$

$$Smáx(zona\ central) = [16(1.59), 30cm] = 25cm$$

Entonces, la distribución del acero en la columna C-2(50x30) es la siguiente:

Figura 18

Detalle de sección para Columna C-2(50x30)



$4\text{Ø}3/4" + 6\text{Ø}5/8"$

□ $\text{Ø}3/8"$

1 @ 0.05 m

6 @ 0.10 m

Rto. @ 0.20 m

Diseño de columna más cargada C-3 (75x30cm)

Sección de la columna:

- $b_1 = 75\text{cm}$ Ancho de la columna
- $b_2 = 30\text{cm}$ Altura de la columna
- $r = 6\text{cm}$ Recubrimiento

Disposición de acero longitudinal:

- $A_g = b_1 * b_2 = 2250\text{cm}^2$
- $A_{smin} = 0.01 * A_g = 22.5\text{cm}^2$

- $A_{smax} = 0.06 * A_g = 135cm^2$

Acero de refuerzo empleado en el diseño:

$$A_s = 14 * A_{s\phi 3/4''} = 14 * 2.85cm^2 = 39.90cm^2$$

Entonces se usará para la columna C-3(75x30): 14 varillas de 3/4'' de diámetro.

Diseño por flexo-compresión

Se diseña la columna C-3, ubicada en el punto correspondiente en el plano y se usará el acero mencionado. Por temas de criterio se toma las cargas del primer piso ya que es donde actúan las mayores fuerzas internas.

Tabla 19

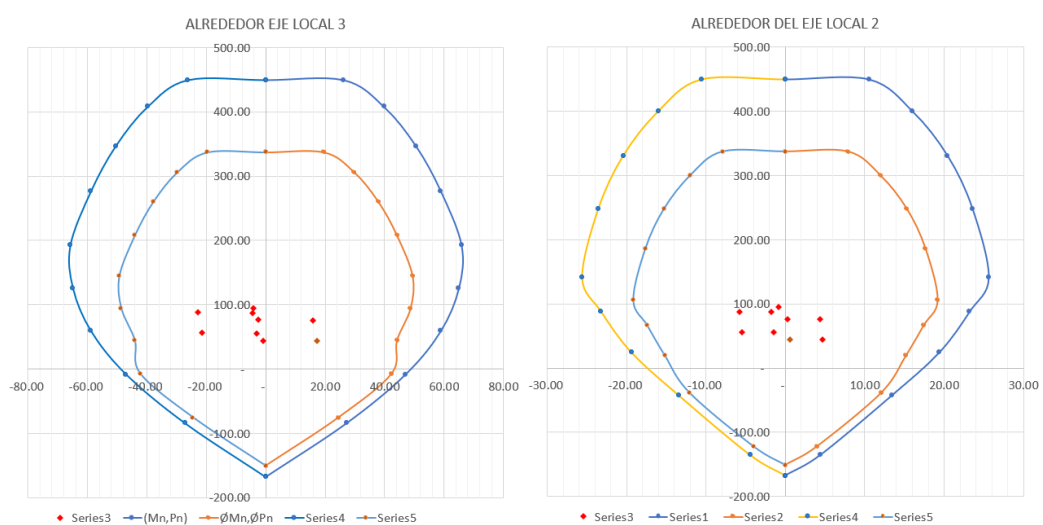
Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-3(75x30)

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS EN C-3						
COMBOS	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	T	M2(Ton-m)	M3(Ton-m)
1.4*CM+1.7*CV	94.74	-2.04	-0.73	-0.01	-0.86	-4.05
1.25*(CM+CV)+SX Máx	75.66	5.95	-0.05	0.17	0.31	15.90
1.25*(CM+CV)-SX Máx	88.18	-9.46	-1.19	-0.20	-1.78	-22.87
1.25*(CM+CV)+SY Máx	76.26	-1.32	2.16	0.17	4.33	-2.40
1.25*(CM+CV)-SY Máx	87.59	-2.19	-3.40	-0.19	-5.80	-4.57
0.9CM+SX Máx	43.76	6.67	0.20	0.18	0.61	17.30
0.9CM-SX Máx	56.28	-8.74	-0.94	-0.19	-1.48	-21.46
0.9CM+SY Máx	44.35	-0.60	2.41	0.17	4.63	-0.99
0.9CM-SY Máx	55.69	-1.47	-3.15	-0.19	-5.50	-3.17

Para el diseño del diagrama de interacción en la columna se emplea el software CSI ETABS, hallando así los 11 puntos para las diferentes curvas del diagrama tanto en dirección X-X y Y-Y.

Figura 19

Diagrama de interacción de C-3(75x30), en la dirección X-X y Y-Y



Según la figura 19 los momentos últimos se encuentran ubicados dentro de las curvas del diagrama de interacción, por consiguiente se concluye que el diseño por flexo-compresión es el correcto.

Diseño por cortante

Según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.5.3. nos dice lo siguiente:

- $Zona\ de\ confinamiento = [\frac{Hn}{6}, \max(b1, b2), 50cm]$
- $Smáx\ (zona\ de\ confinamiento) = [8db\#5, \min(b1, b2), 10cm]$

- $S_{\text{máx}}(\text{zona central}) = [16db\#5, 30\text{cm}]$

Por lo tanto, obtenemos los siguientes resultados:

$$\text{Zona de confinamiento} = \left[\frac{3.6\text{m}}{6}, \max(75, 30), 50\text{cm} \right] = 75\text{cm}$$

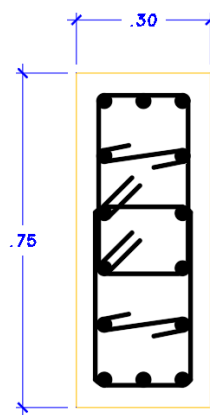
$$S_{\text{máx}}(\text{zona de confinamiento}) = [8(1.59), \min(75, 30), 10\text{cm}] = 10\text{cm}$$

$$S_{\text{máx}}(\text{zona central}) = [16(1.59), 30\text{cm}] = 25\text{cm}$$

Entonces, la distribución del acero en la columna C-3(75x30) es la siguiente:

Figura 20

Detalle de sección para Columna C-3(75x30)



14Ø3/4"

□ Ø3/8"
 1 @ 0.05 m
 8 @ 0.10 m
 Rto. @ 0.20 m

Diseño de columna más cargada C-4 (30x90cm)

Sección de la columna:

- $b1 = 30cm$ Ancho de la columna
- $b2 = 90cm$ Altura de la columna
- $r = 6cm$ Recubrimiento

Disposición de acero longitudinal:

- $Ag = b1 * b2 = 2700cm$
- $Asmin = 0.01 * Ag = 27cm^2$
- $Asmax = 0.06 * Ag = 162cm^2$

Acero de refuerzo empleado en el diseño:

$$As = 4As\emptyset 3/4'' + 12As\emptyset 5/8'' = 4 * 2.85cm^2 + 12 * 1.98cm^2 = 35.16cm^2$$

Entonces se usará para la columna C-4(30x90): 4 varillas de 3/4'' + 12 varillas de 5/8'' de diámetro.

Diseño por flexo-compresión

Se diseña la columna C-4, ubicada en el punto correspondiente en el plano y se usa el acero mencionado. Por temas de criterio se toma las cargas del primer piso ya que es donde actúan las mayores fuerzas internas.

Tabla 20

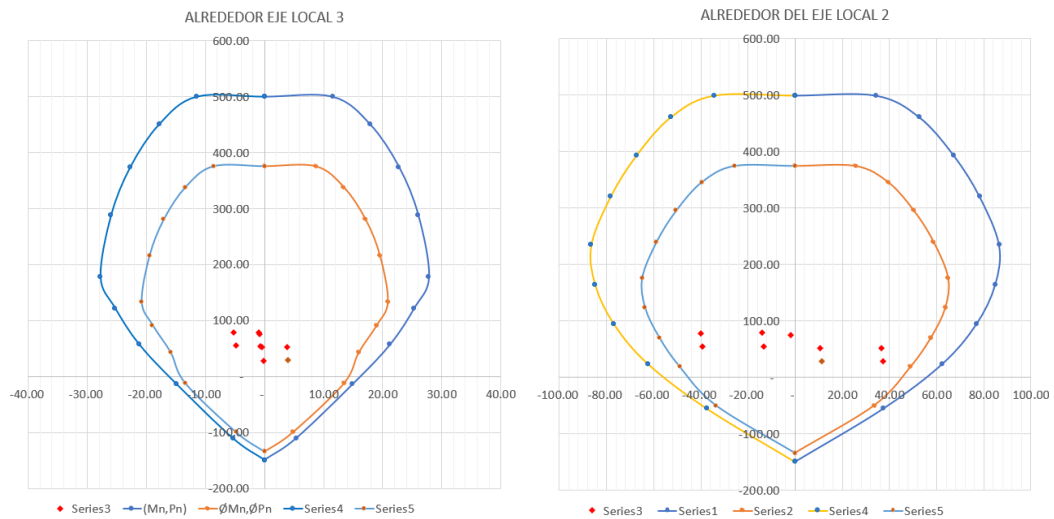
Fuerzas internas máximas en el primer nivel para C-4(30x90)

FUERZAS INTERNAS MÁXIMAS EN C-4						
COMBOS	P(Ton)	V2(Ton)	V3(Ton)	T	M2(Ton-m)	M3(Ton-m)
1.4*CM+1.7*CV	75.10	-0.40	-1.36	-0.02	-1.94	-0.80
1.25*(CM+CV)+SX Máx	51.91	1.73	3.82	0.22	10.69	3.79
1.25*(CM+CV)-SX Máx	78.89	-2.41	-6.16	-0.25	-14.04	-5.18
1.25*(CM+CV)+SY Máx	52.17	-0.22	14.25	0.21	36.53	-0.44
1.25*(CM+CV)-SY Máx	78.62	-0.46	-16.60	-0.24	-39.88	-0.94
0.9CM+SX Máx	28.04	1.87	4.29	0.23	11.37	4.07
0.9CM-SX Máx	55.01	-2.27	-5.69	-0.25	-13.36	-4.90
0.9CM+SY Máx	28.30	-0.08	14.73	0.22	37.21	-0.16
0.9CM-SY Máx	54.75	-0.31	-16.13	-0.24	-39.20	-0.66

Para el diseño del diagrama de interacción en la columna se emplea el software CSI ETABS, hallando así los 11 puntos para las diferentes curvas del diagrama tanto en dirección X-X y Y-Y.

Figura 21

Diagrama de interacción de C-4(30x90), en la dirección X-X y Y-Y.



Según la figura 21 los momentos últimos se encuentran ubicados dentro de las curvas del diagrama de interacción, por consiguiente se concluye que el diseño por flexo-compresión es el correcto.

Diseño por cortante

Según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.5.3. nos dice lo siguiente:

- *Zona de confinamiento* = $\left[\frac{Hn}{6}, \max(b1, b2), 50cm\right]$
- *Smáx (zona de confinamiento)* = $[8db\#5, \min(b1, b2), 10cm]$
- *Smáx(zona central)* = $[16db\#5, 30cm]$

Por lo tanto, obtenemos los siguientes resultados:

$$Zona\ de\ confinamiento = \left[\frac{3.6m}{6}, \max(30,90), 50cm\right] = 90cm$$

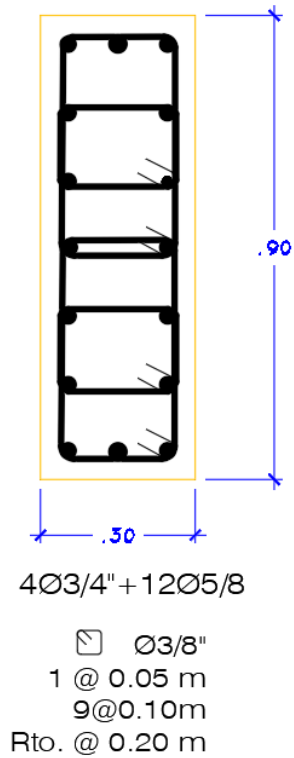
$$Smáx(zona\ de\ confinamiento) = [8(1.59), \min(30,90), 10cm] = 10cm$$

$$Smáx(zona\ central) = [16(1.59), 30cm] = 25cm$$

Entonces, la distribución del acero en la columna C-4(30x90) es la siguiente:

Figura 22

Detalle de sección para Columna C-4(30x90)



4.5.5. Diseño de Cimentación

La cimentación se encarga de transmitir las cargas transferidas por las columnas y/o elementos estructurales verticales al terreno de fundación, por lo que tal esfuerzo no debe exceder el esfuerzo admisible del terreno.

Las combinaciones de cargas usadas en el programa SAFE a fin de encontrar todos los esfuerzos sobre los elementos de la edificación son las siguientes:

- Combo 1 = CM+CV
- Combo 2 = CM+CV+0.8 SX
- Combo 3 = CM+CV-0.8 SX
- Combo 4 = CM+CV+0.8 SY
- Combo 5 = CM+CV-0.8 SY

Para el diseño de la cimentación en el programa SAFE los esfuerzos sísmicos se redujeron en un 80% debido a que se están exportando cargas sísmicas estáticas según indica la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 15.2.5.

La presión admisible del suelo puede incrementarse en 30% según indica la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 15.2.4.

Propiedades del terreno

$\gamma_s = 1.8 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$	peso específico del suelo
$\gamma_c = 2.4 \frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$	peso específico del concreto
$Df = 1.60 \text{ m}$	profundidad de cimentación
$\sigma_t = 2.5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} = 25 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	capacidad portante del terreno
$sc = 0.2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	sobrecarga del suelo
$\sigma_{neto} = \sigma_t - \left[\left(\frac{\gamma_s + \gamma_c}{2} \right) * Df + Sc \right] = 22.7 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$	capacidad portante neta

Pre-dimensionamiento de Zapatas

Con la carga de gravedad por servicio para los elementos verticales obtenidas del análisis estructural, y con una capacidad portante neta de 2.50 kgf/cm², calculamos las dimensiones de las zapatas:

Tabla 21
Pre-dimensionamiento de zapatas

	Ubicación	CM (tonf)	CV (tonf)	FZ (tonf)	ÁREA (cm ²)	B (m)	L (m)
1	ESQUINERA	-30.94	-4.87	-35.81	1.58	1.80	1.80
2	LATERAL	-43.82	-7.68	-51.51	2.27	2.00	1.50
3	LATERAL	-27.52	-2.81	-30.34	1.34	1.50	1.50
4	LATERAL	-25.48	-2.49	-27.97	1.23	1.50	1.50
5	LATERAL	-40.59	-5.51	-46.10	2.03	2.00	1.50
6	ESQUINERA	-30.58	-3.57	-34.15	1.50	1.80	1.80
7	CENTRAL	-31.01	-4.88	-35.89	1.58	1.50	1.50
8	CENTRAL	-27.93	-4.04	-31.97	1.41	1.50	1.50
9	LATERAL	-41.37	-7.92	-49.29	2.17	1.50	2.00
10	CENTRAL	-52.04	-10.20	-62.25	2.74	1.80	1.80
11	CENTRAL	-33.70	-4.76	-38.46	1.69	1.50	1.50
12	CENTRAL	-27.93	-4.45	-32.38	1.43	1.50	1.50
13	CENTRAL	-52.17	-9.96	-62.13	2.74	1.80	1.80
14	LATERAL	-46.14	-6.18	-52.32	2.30	1.50	2.00
15	ESQUINERA	-25.41	-3.19	-28.60	1.26	1.80	1.80
16	LATERAL	-37.35	-4.66	-42.00	1.85	2.00	1.50
17	LATERAL	-27.70	-2.12	-29.82	1.31	1.50	1.50
18	LATERAL	-22.82	-2.06	-24.88	1.10	1.50	1.50
19	LATERAL	-26.38	-3.25	-29.63	1.31	1.50	1.50
20	ESQUINERA	-22.19	-2.16	-24.35	1.07	1.80	1.80

Diseño de zapata aislada Z-1

A modo de ejemplo se diseñará la zapata de la columna C2 de 0.30 x 0.50m ubicada entre los ejes B-B y 2-2 el cual tiene las cargas de servicio más altas y son: PCM = 52.04 ton, PCV = 10.2 ton y momentos despreciables. Según el Estudio de Mecánica de Suelos, para zapatas aisladas la capacidad portante promedio del terreno en la provincia de Tacna es de $\sigma = 25$ ton/m². El área necesaria para la zapata (Z-1) se obtiene estimando su peso propio, por tanto, se tiene:

$$A_{zap} = \frac{(P_{cm} + P_{cv})}{\sigma_{neto}} = \frac{(52.04 + 10.2)}{22.7} = 2.74 \text{ m}^2$$

Se usará una zapata de 1.80 x 1.80, de lo que resulta un peso total de:

Verificación solo por cargas de gravedad

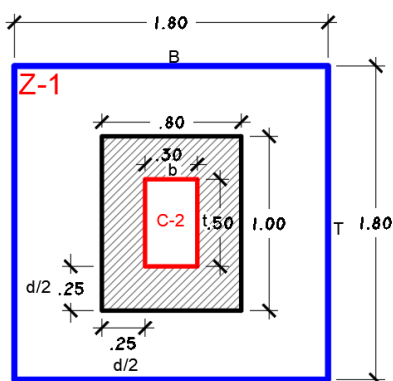
$$\sigma = \frac{Pt}{A} = \frac{(52.04 + 10.2)}{1.8 * 1.8} = 19.20 \text{ ton/m}^2 < 25 \text{ ton/m}^2$$

Verificación por punzonamiento

Para verificar el punzonamiento se dimensiona el peralte de la zapata, en este caso se asume un peralte de 0.60 m; es decir, el peralte efectivo “d” será de 0.50 m. La figura 23 muestra la sección crítica por punzonamiento.

Figura 23

Sección crítica para punzonamiento en zapata



La cortante última por punzonamiento se determinará por la siguiente expresión.

$$Vu = \sigma * (At - Ao)$$

Donde:

- $Ao = \text{Área de la sección por punzonamiento}$
- $At = \text{Área total de la zapata}$
- $\sigma = \text{Capacidad portante neta}$

La capacidad resistente del concreto se halla de la siguiente forma.

$$\phi Vc = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'c} * bo * d$$

- $bo = \text{Perímetro de análisis por punzonamiento}$
- $d = \text{Peralte efectivo}$
- $f'c = \text{Resistencia a la compresión del concreto}$

Para que el diseño sea correcto se debe afirmar que Vu menor a ϕVc .

Entonces tenemos:

La cortante última por punzonamiento en la zapata es de:

$$\text{Área de punzonamiento}(Ao) = (0.50 + 0.50) * (0.50 + 0.30) = 0.80m$$

$$V_u = 19.20 * (1.80 * 1.80 - 0.80) = 46.85 \text{ ton}$$

La capacidad resistente del concreto en la zapata es de:

$$\text{Perímetro punzonado}(b_o) = 2 * (0.50 + 0.50) + 2 * (0.50 + 0.30) = 3.60 \text{ m}$$

$$\phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{210} * 3.60 * 0.50 * 10 = 235.02 \text{ ton}$$

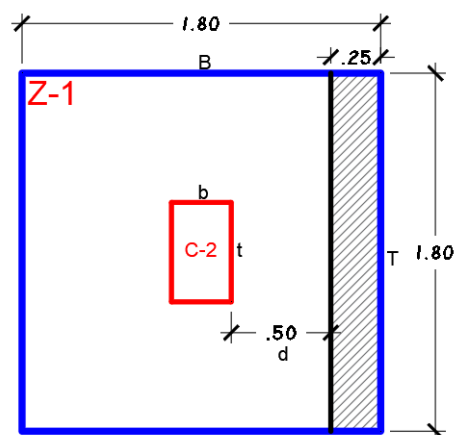
Se concluye que $\phi V_c > V_u$, por punzonamiento el peralte ($h=60\text{cm}$) asumido es correcto.

Verificación por corte

La verificación por corte tiene por objetivo que el cortante último V_u no exceda el valor del cortante que resiste el concreto ϕV_c , en ambas direcciones. La figura 24 nos muestra la sección en donde se toma la dimensión mayor.

Figura 24

Sección crítica por cortante en zapata



La cortante última se determina por la siguiente expresión:

$$Vu = \sigma * T * \left(\frac{B - b}{2} - d \right)$$

Y la capacidad resistente del concreto se determina mediante la siguiente fórmula:

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

Para que el peralte escogido sea válido, Vu debe ser menor a ϕVc .

Entonces tenemos:

$$Vu = 19.20 * 1.8 * \left(\frac{1.8 - 0.3}{2} - 0.50 \right) = 8.64 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = 0.85 * 0.53 * \sqrt{210} * 1 * 0.50 * 10 = 32.64 \text{ ton}$$

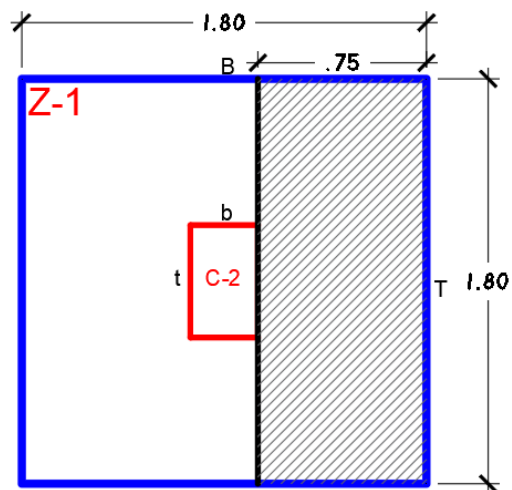
Tanto para la dirección X y Y de análisis es correcto ya que cumple la premisa $Vu < \phi Vc$ en la mayor dirección. Por lo que, el peralte asumido es correcto.

Diseño por flexión

Los momentos flectores se determinarán en las caras de la columna; es decir se considerará la longitud del volado mayor, como se muestra en la figura 25.

Figura 25

Sección crítica por flexión en zapata



La flexión última se determinará por la siguiente expresión.

$$M_u = \sigma * \frac{B * \left(\frac{T - t}{2}\right)^2}{2}$$

Entonces el momento flector de diseño es el siguiente.

$$M_u = 19.20 * \frac{1.8 * \left(\frac{1.8 - 0.3}{2}\right)^2}{2} = 9.72 \frac{\text{ton}}{\text{m}}$$

Para la sección B=1.80 m, d=0.50 m con un momento flector de 9.72 ton/m se requiere 5.02 cm² de refuerzo, pero como es menor a la del acero mínimo ($\rho=0.0018$) se debe colocar acero de tal forma que cumpla con lo último.

$$A_s \text{ min} = 0.0018 * B * h_z$$

$$As_{min} = 0.0018 * 180 * 60 = 19.4 \text{ cm}^2$$

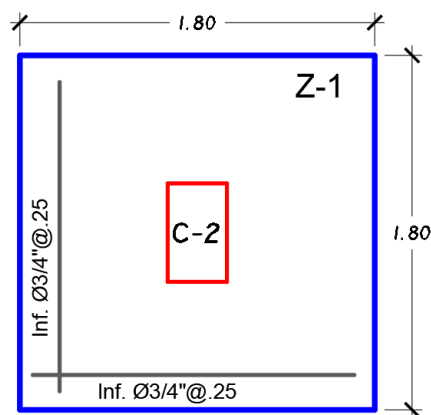
Ahora hallamos el espaciamiento de refuerzo con varillas de 3/4''

$$s = \frac{2.85 \text{ cm}^2 * 1.80}{19.4 \text{ cm}^2/m} = 0.26m$$

Entonces se distribuirá refuerzo inferior de 3/4'' cada 0.25 m, el refuerzo será idéntico en ambas direcciones. La figura 26 muestra el armado de la zapata Z-01.

Figura 26

Detalle de zapata Z-01



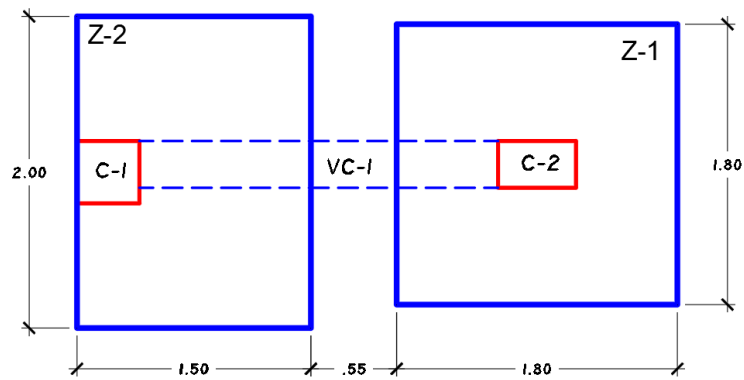
Diseño de viga de cimentación VC-1

Una gran cantidad de zapatas están ubicadas en el límite de propiedad, por lo que tienen una excentricidad que genera presiones muy elevadas en la zona cercana a la cara externa. Para eliminar el efecto de la excentricidad, se conecta la zapata

exterior con una zapata interior, la cual sirve de contrapeso, por medio de vigas de cimentación. Estas vigas absorben los momentos generados por la excentricidad.

Figura 27

Vista en planta de viga de cimentación VC-1



Las cargas de la columna C-1 son:

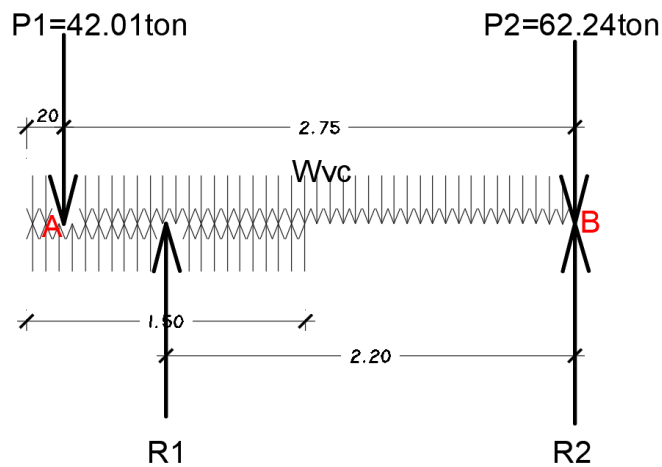
- $CM = 37.35 \text{ ton}$
- $CV = 4.66 \text{ ton}$

Las cargas de la columna C-2 son:

- $CM = 52.04 \text{ ton}$
- $CV = 10.2 \text{ ton}$

Figura 28

Vista de reacciones en viga de cimentación



$$\sum MB = 0$$

$$R1 * 2.20 - P1 * 2.75 - Wvc * \frac{2.95^2}{2} = 0$$

$$R1 = 53.366 \text{ ton}$$

$$\text{Carga distribuida en Z} - 2(qu) = \frac{53.366}{1.50} = 35.57 \text{ ton/m}$$

$$\sum FY = 0$$

$$R1 + R2 - P1 - P2 - Wvc * 2.95 = 0$$

$$R2 = 52.158 \text{ ton}$$

Diseño a flexión

Sección de máximo momento

Para $x = \frac{Pu1}{qu1 - Wvc} \rightarrow$ Máx momento

- $x = \frac{42.01}{35.577 - 0.432} = 1.20m$

$$Mmáx = -qu1 * \frac{x^2}{2} + Pu1 * (x - 0.20) + Wvc * \frac{x^2}{2}$$

- $Mmáx = -35.577 * \frac{1.20^2}{2} + 42.01 * (1.20 - 0.20) + 0.432 * \frac{1.20^2}{2}$
- $Mmáx = 16.306 \text{ ton/m}$

Refuerzo superior

$$As(-) = \frac{16.306 \text{ ton/m}}{0.9 * fy * (d - \frac{As * fy}{2 * 0.85 * b * f'c})} = 8.31cm^2$$

$$As \text{ min}(-) = \frac{14}{4200} * 30 * 54 = 5.40cm^2$$

Refuerzo inferior

$$As(+) = \frac{As(-)}{2} = \frac{8.31cm^2}{2} = 4.16cm^2$$

$$A_s(-) = \frac{14}{4200} * 30 * 54 = 5.40 \text{ cm}^2$$

Entonces se usará para la viga de cimentación VC-1(30x60): 3 varillas de 3/4'' de diámetro para el refuerzo superior y 3 varillas de 5/8'' de diámetro para el refuerzo inferior.

Diseño a corte

Y según la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.4. tenemos que:

- El espaciamiento máximo en la zona de confinamiento es:

$$S_{max} \leq \left(\frac{d}{4}, 10\phi, 15 \text{ cm} \right) \rightarrow S_{max} \leq 12.5 \text{ cm}$$

- Longitud de confinamiento

$$L = 2h = 2 * 60 = 120 \text{ cm}$$

- Espaciamiento máximo en la zona central

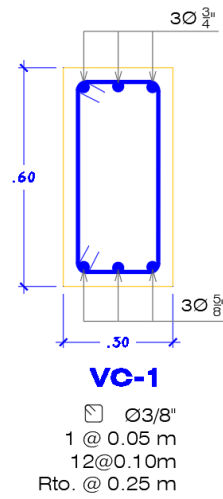
$$S = \frac{d}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

Entonces por recomendación de la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 7.10.5, se utilizará estribos de $\phi 3/8''$; por lo tanto, la distribución de los estribos, considerando la longitud de confinamiento nuestra distribución será la siguiente:

$$\text{Est } \phi 3/8'' : 1@0.05, 12@0.10, Rto@0.25 \text{ m}$$

Figura 29

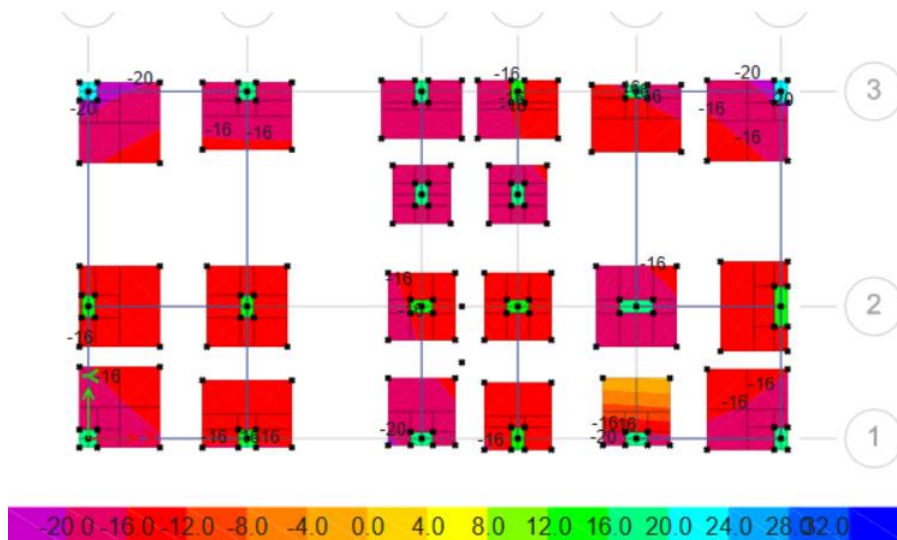
Detalle viga de cimentación



Por último, se comprueba mediante el programa SAFE, que la cimentación de la estructura es la correcta, mediante la figura 30 se visualiza que la cimentación colocada es soportada por la capacidad portante de 25 ton/m^2 .

Figura 30

Combinación de presión del suelo



4.6.DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De acuerdo a la hipótesis general:

“El análisis y diseño estructural de una edificación garantizarán el buen desempeño estructural frente a diversos eventos sísmicos de gran magnitud”

Al respecto debemos mencionar que:

Con respecto a la hipótesis general, se acepta que la edificación cumple con garantizar el buen desempeño estructural ya que cumple con todas las normas vigentes establecidas por el Reglamento Nacional de Edificaciones. Estos resultados guardan relación con lo que sostienen los siguientes autores, (Benites García, 2021), (Huayllani Godiño, 2019) y (Vertiz Carlos, 2021) que una edificación que cumple con los parámetros de la Norma Técnica de Edificaciones nos presenta un adecuado comportamiento estructural.

De acuerdo a la hipótesis específica 1:

“Las distorsiones máximas de entrepiso estarán por debajo del nivel permitido por la Norma E 0.30 “Diseño Sismorresistente” para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de concreto armado”

Al respecto debemos mencionar que:

En la presente tesis se obtuvo una distorsión de entrepiso máxima en el segundo nivel de la edificación de 0.00634 en el eje X-X, mientras que en el eje Y-Y fue de 0.00609, ambos casos por debajo del límite máximo 0.007 establecido por la Norma Técnica de Edificaciones E.030 “Diseño Sismorresistente”, de igual manera los autores (Benites García, 2021), (Huayllani Godiño, 2019) y (Vertiz Carlos, 2021) obtuvieron resultados por debajo del límite permitido por la Norma E 0.30 “Diseño Sismorresistente”.

De acuerdo a la hipótesis específica 2:

“Los elementos estructurales de concreto armado se diseñarán conforme a los parámetros establecidos por el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma E 0.60 “Concreto Armado” para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de concreto armado”

Para el diseño de los todos elementos estructurales (losas, vigas, columnas, zapatas y vigas de cimentación) se tomaron en cuenta las “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” establecidos por la Norma E 0.60 “Concreto Armado” y como resultado del cálculo obtenido se consideró losas aligeradas de 20 cm de espesor, vigas con espesor entre 25 a 30cm, columnas con diferentes dimensiones teniendo en cuenta la arquitectura del proyecto y por último zapatas de diferentes dimensiones unidas con vigas de cimentación; de igual manera los autores (Benites García, 2021), (Huayllani Godiño, 2019) y (Vertiz Carlos, 2021) diseñaron su

edificación de acuerdo al Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma E 0.60 “Concreto Armado”.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1.CONCLUSIONES

- La deriva de la edificación en el eje X-X fue de 6.34 % mientras que en el eje Y-Y fue de 6.09 %; en ambos casos se tiene derivas menores a lo permitido (7‰) dado por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019) en el Artículo 32.
- Se amplificaron las cortantes basales dinámicas por factores de 1.13 en la dirección X-X y 1.11 en la dirección Y-Y respectivamente, debido a que no eran mayores al 80% de la cortante basal estática conforme a la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente” (2019) en el Artículo 29.4,
- En caso de las columnas se incrementó la sección dada por el criterio de pre-dimensionamiento ya que a que este no considera solicitaciones sísmicas. Esta modificación ayudó a obtener una cuantía de acero mayor a 1% y menor a 4% conforme a la Norma E.060 “Concreto Armado” en el Artículo 21.4.5.
- En caso de las zapatas, se desarrolló el pre-dimensionamiento en base a las cargas de servicio y el esfuerzo admisible del terreno, posteriormente a fin

de hallar el peralte correcto se consideró debe cumplir con los requerimientos de punzonamiento, cortante y flexión. Y con respecto a la colocación de acero de refuerzo, estas cumplen con la cuantía mínima (0.0018) debido a cambios de temperatura estipulada por la Norma E.060.

- Con respecto a las zapatas excéntricas dadas por varias columnas perimetrales y esquineras debido a la ubicación en el lindero con el vecino, se diseñaron vigas de cimentación para conectar las zapatas perimetrales y esquineras con las zapatas ubicadas al centro de la edificación con la finalidad de transferir la carga excéntrica de las zapatas perimetrales y a la vez para reducir los momentos sobre las zapatas.
- La zapata con la presión máxima fue de 2.03 kg/cm² la cual es menor a la capacidad portante de 2.5 kg/cm² del terreno, concluyéndose que el diseño para la cimentación por presión del suelo es correcto.

5.2.RECOMENDACIONES

- Se recomienda tomar adecuadamente el uso de la Norma Técnica de Edificaciones a fin de lograr un correcto y óptimo diseño; además de usar criterios en base a la experiencia que se tenga.
- Se recomienda a los futuros estructuristas a trabajar con derivas muy inferiores a lo estipulado por la Norma E.030 “Diseño Sismorresistente”

(2019) en el Artículo 32, a fin de no se sobrepasar los límites indicados por la Norma.

- Se recomienda que, para el diseño de zapatas con una excentricidad muy alta, como son las que colindan con el vecino estas sean diseñadas mediante zapatas con vigas de cimentación y/o zapatas combinadas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anco Mamani, R. T., & Mamani Zapana, A. R. (2020). Análisis y diseño estructural de un edificio de vivienda multifamiliar con muros de ductilidad limitada en la ciudad de Tacna—2020. *Universidad Privada de Tacna*.
<http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1536>
- Benites Garcia, Y. E. (2021). Análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de 6 pisos y un semisótano, ubicado en la ciudad de Arequipa. *Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa*.
<http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/20.500.12773/13439>
- Blanco Blasco, A. T. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Capítulo de Ingeniería Civil Consejo Departamental de Lima.
- Calsina Calcina, W. E., & Mamani Quenta, G. (2021). Análisis comparativo estructural entre una vivienda multifamiliar bajo el sistema de muros de ductilidad limitada y aporticado en Tacna 2020. *Universidad Privada de Tacna*.
<http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1759>
- Condori Atencio, J. J. (2020). Análisis y diseño estructural de una edificación de 5 pisos de concreto armado mediante la aplicación de la metodología BIM en el distrito de Tacna. *Universidad Privada de Tacna*.
<http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1567>

Cruz Barreto, I. A., & Dieguez Mendoza, V. S. (2016). Análisis y diseño estructural en concreto armado para una vivienda multifamiliar aplicando la nueva norma de diseño sismorresistente en la Urbanización Soliluz—Trujillo. *Universidad Privada Antenor Orrego*.

<https://repositorio.upao.edu.pe/handle/20.500.12759/2099>

Huayllani Godiño, P. A. (2019). Diseño estructural de edificio educativo de concreto armado. *Repositorio de Tesis - PUCP*.

<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/14302>

Quispe Flores, D. K., & Huisa Chura, R. R. (2021). Análisis y diseño estructural comparativo de una vivienda multifamiliar de muros de ductilidad limitada y albañilería confinada en Tacna, 2020. *Universidad Privada de Tacna*.

<http://repositorio.upt.edu.pe/handle/20.500.12969/1766>

RNE. (2019) Norma técnica de edificación E.030 Diseño sismorresistente. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

RNE. (2009) Norma técnica de edificación E.060 Concreto Armado. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

Salazar Crispín, J. R., & Guillen Bernuy, G. E. (2020). Diseño estructural de edificio multifamiliar de concreto armado. *Repositorio de Tesis - PUCP*.

<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/16826>

Vertiz Carlos, Y. J. (2021). Análisis y diseño de un edificio multifamiliar de concreto armado. *Repositorio de Tesis - PUCP*.

<https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/20904>

Yucra Pochuanca, E. (2019). Evaluación por desempeño de una edificación aporticada diseñada según la norma sismoresistente actual. *Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa*.

<http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/9518>

Zuñiga Quispe, N. F. (2018). Estudio comparativo de la respuesta estructural de una edificación aporticada de 6 niveles, cimentada de Tacna, considerando interacción suelo estructura. *Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann*.

<http://repositorio.unjbg.edu.pe/handle/UNJBG/3267>

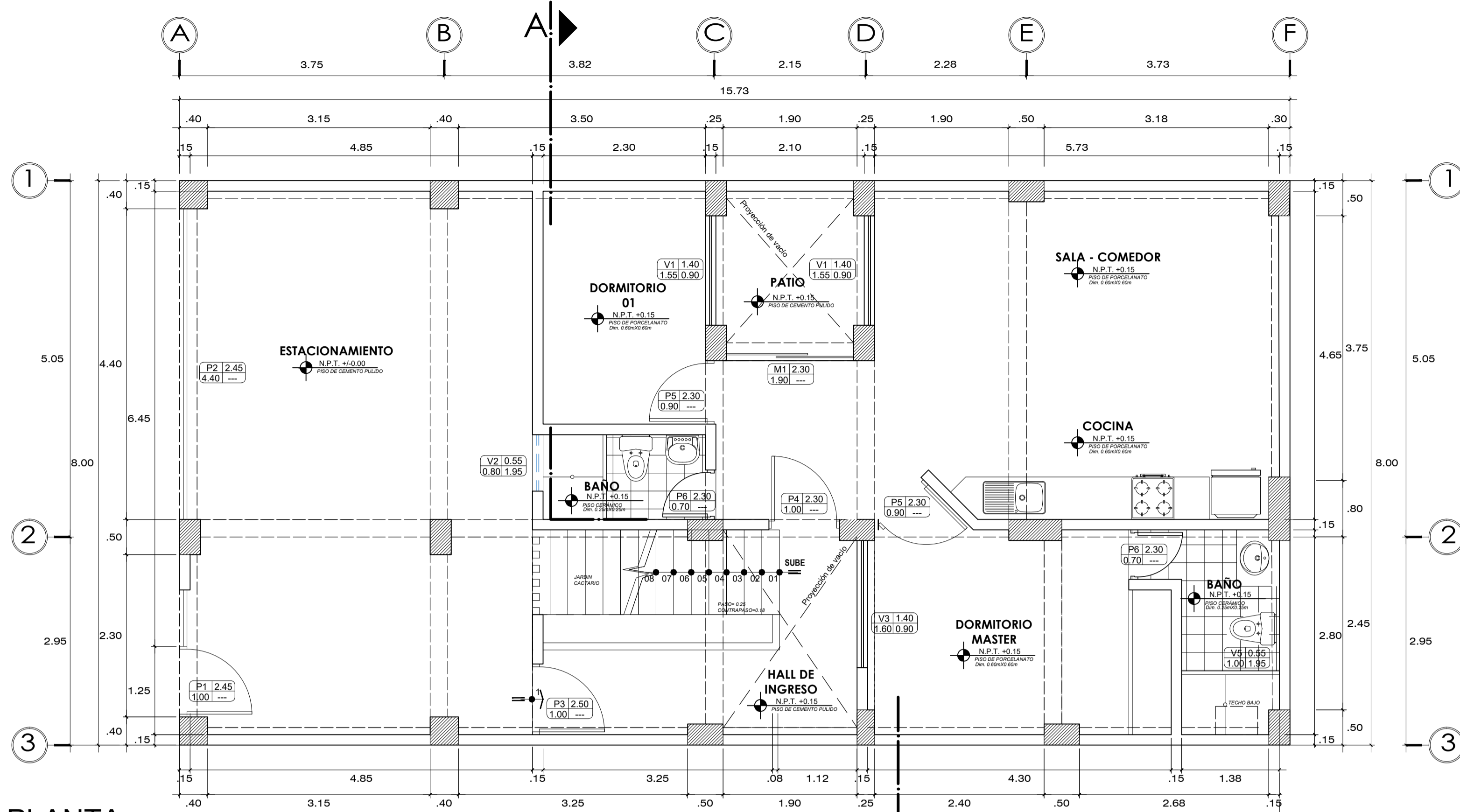
ANEXOS

ANEXO 1: MATRIZ DE CONSISTENCIA DE LA INVESTIGACIÓN

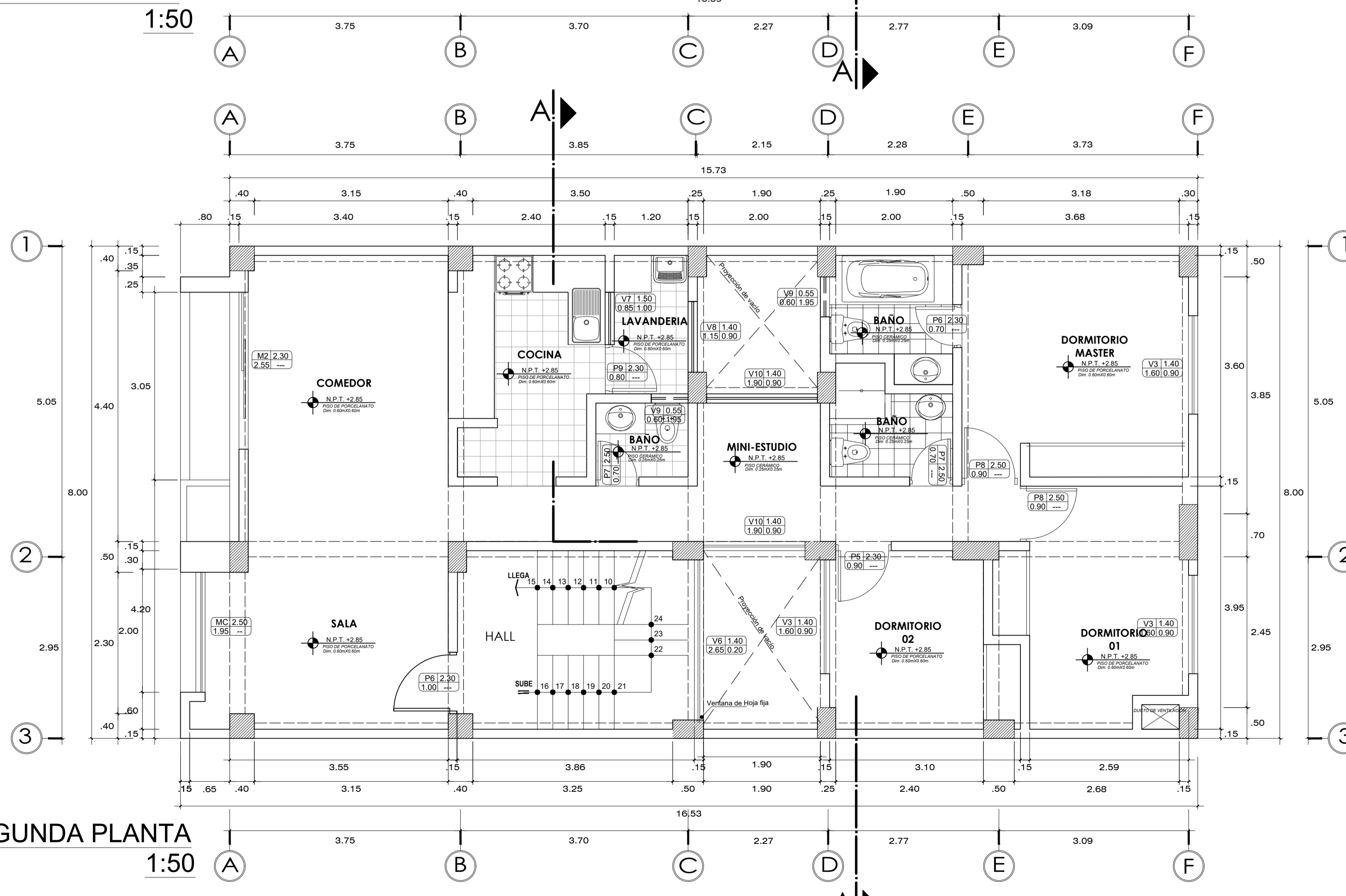
ANEXO 2: PLANO DE ARQUITECTURA DEL PROYECTO

ANEXO 3: PLANO DE ESTRUCTURAS DEL PROYECTO

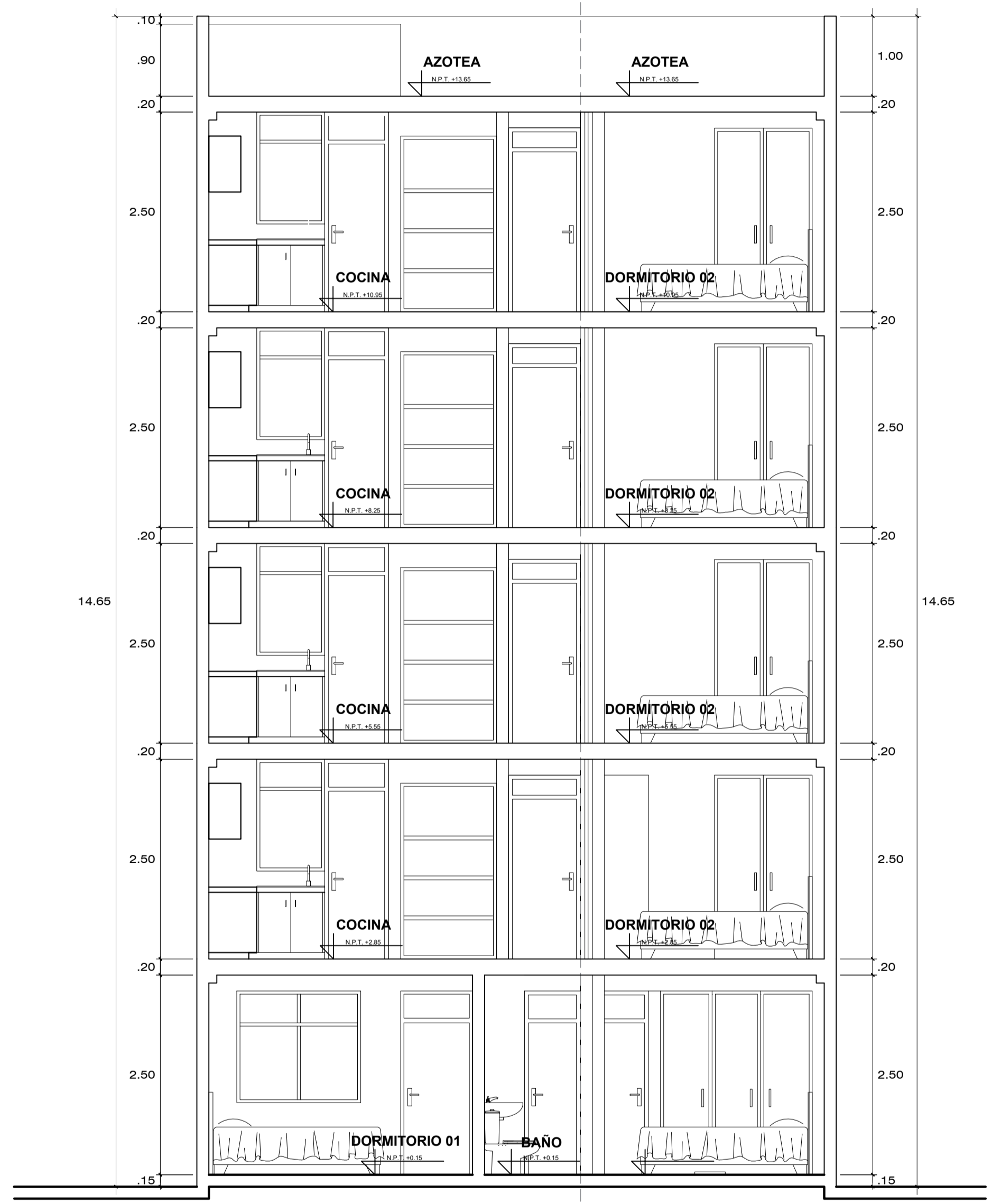
MATRIZ DE CONSISTENCIA					
PLANTEANIMIENTO DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	INDICADORES	METODOLOGÍA
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN MULTIFAMILIAR DE 5 NIVELES DE CONCRETO ARMADO EN LA CIUDAD DE TACNA - 2022					
GENERAL	GENERAL	GENERAL	VARIABLE INDEPENDIENTE		TIPO DE INVESTIGACIÓN
¿Cuál es el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 pisos de concreto armado en la ciudad de Tacna?	Determinar el análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar de 5 niveles de concreto armado en la ciudad de Tacna.	En análisis y diseño estructural de una edificación garantizarán el buen desempeño estructural frente a diversos eventos sísmicos de gran magnitud.	Análisis y Diseño estructural	Análisis y diseño estructural de una edificación de 5 niveles de concreto armado.	Investigación aplicada
ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	ESPECÍFICOS	VARIABLE DEPENDIENTE		NIVEL DE INVESTIGACIÓN
¿Cuál es el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado?	Determinar el análisis estático y dinámico del sistema estructural de concreto armado según la Norma E.030 "Diseño Sismorresistente" con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado.	Las distorsiones máximas de entrepiso estarán por debajo del nivel permitido por la Norma E 0.30 "Diseño Sismorresistente" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de concreto armado.	Edificación multifamiliar de 5 niveles	Deriva lateral máxima (%).	Nivel aprehensivo
				Dimensiones de los elementos estructurales (cm ²).	
¿Cuál es el diseño estructural de elementos de concreto armado según la Norma E.060 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado?	Determinar el diseño estructural de elementos de concreto armado según la Norma E.060 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de 5 niveles de concreto armado.	Los elementos estructurales de concreto armado se diseñarán conforme a los parámetros establecidos por el Capítulo 21 "Disposiciones especiales para el diseño sísmico" de la Norma E 0.60 "Concreto Armado" para el modelado con ayuda del software CSI ETABS para una edificación de concreto armado.		Cantidad de acero estructural en la edificación de concreto armado (cm ²).	POBLACIÓN La ciudad de Tacna MUESTRA Análisis y diseño estructural de una edificación multifamiliar



PRIMERA PLANTA
1:50

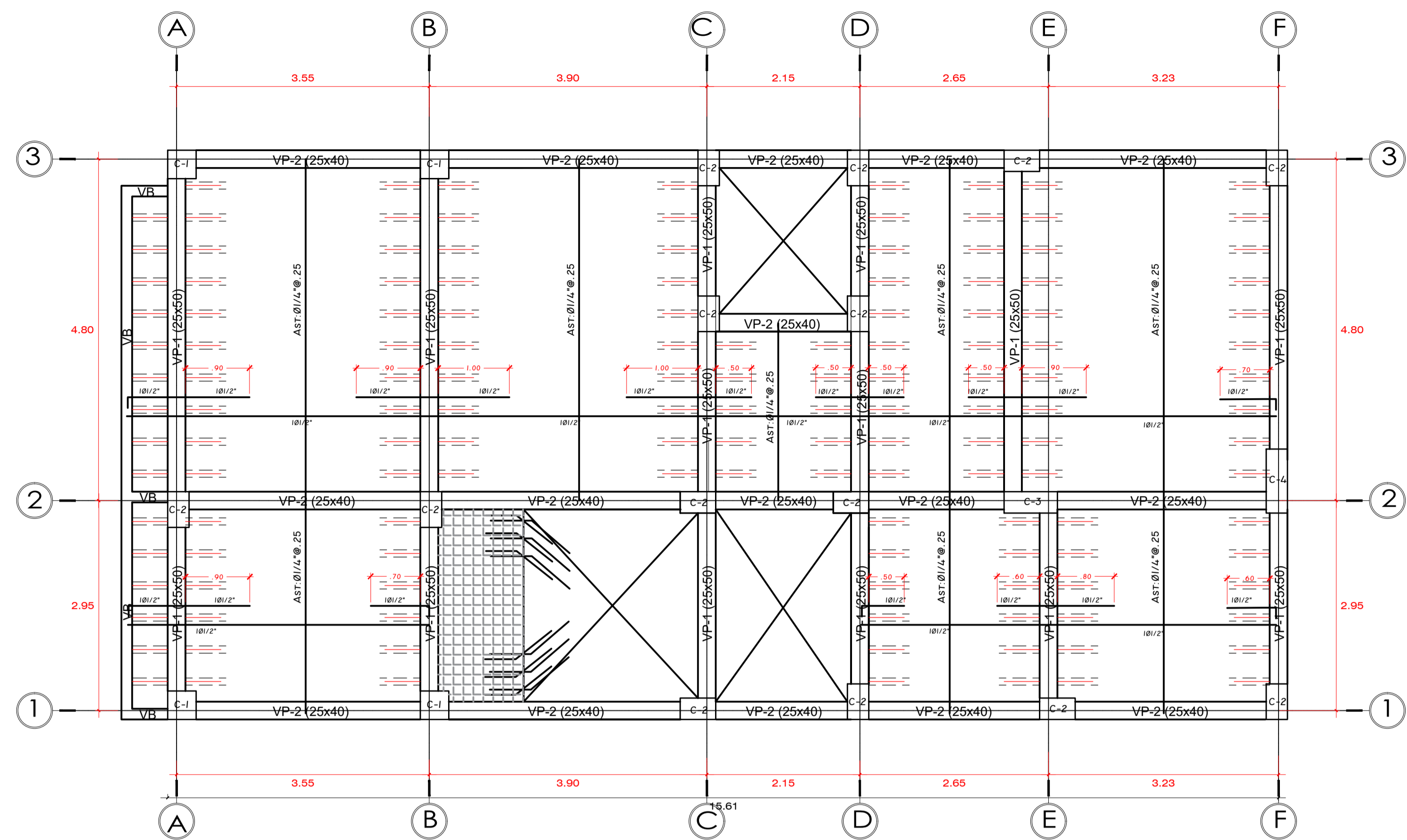


SEGUNDA PLANTA
1:50

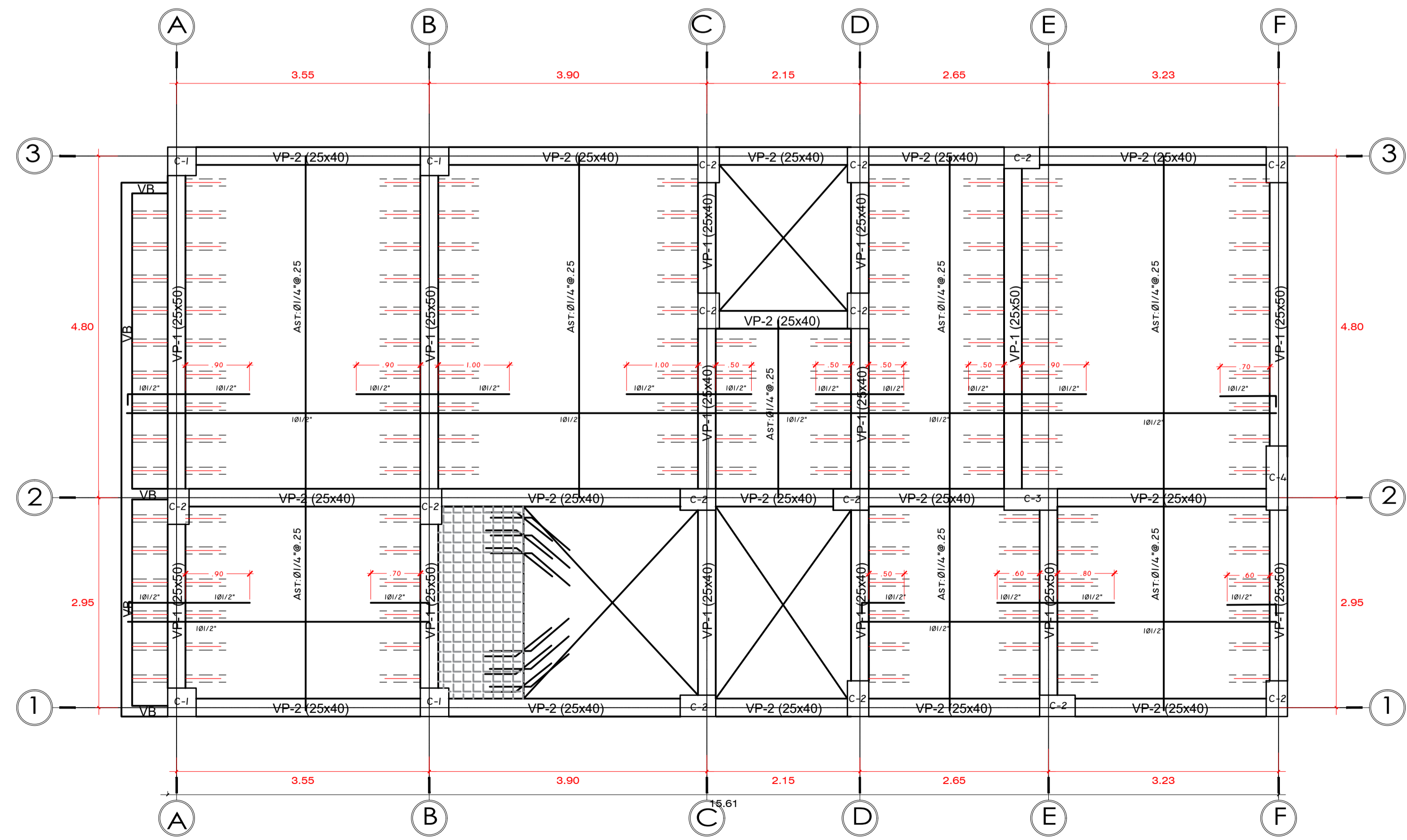


CORTE A-A
1:50

PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ESPECIALIDAD:	ARQUITECTURA
PLANO:	DISTRIBUCIÓN
PROPIETARIO:	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	ABRIL 2022
DIBUJO CAD:	BACH: FAVIO MIGUEL ESPINOZA PARRA
LAMINA:	A-01



1era, 2da y 3era PLANTA
1:50

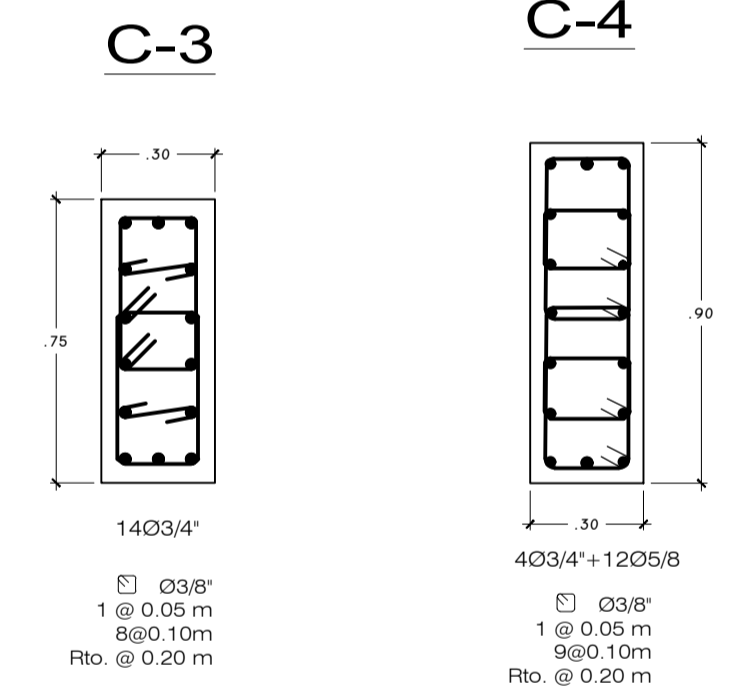
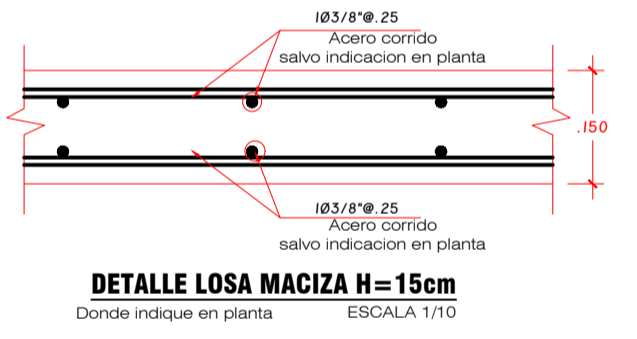
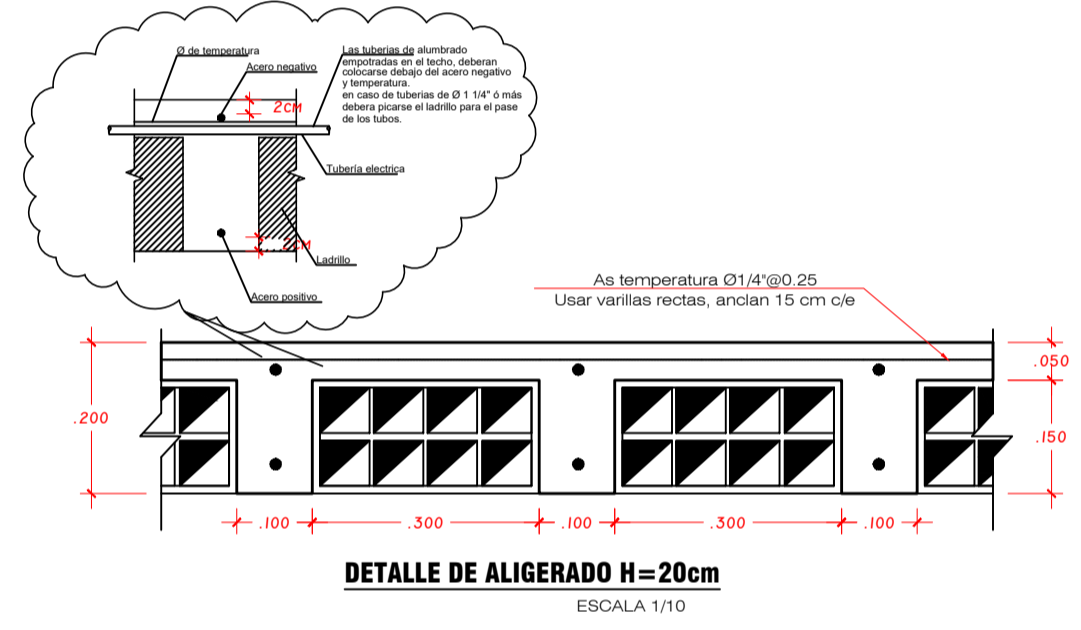
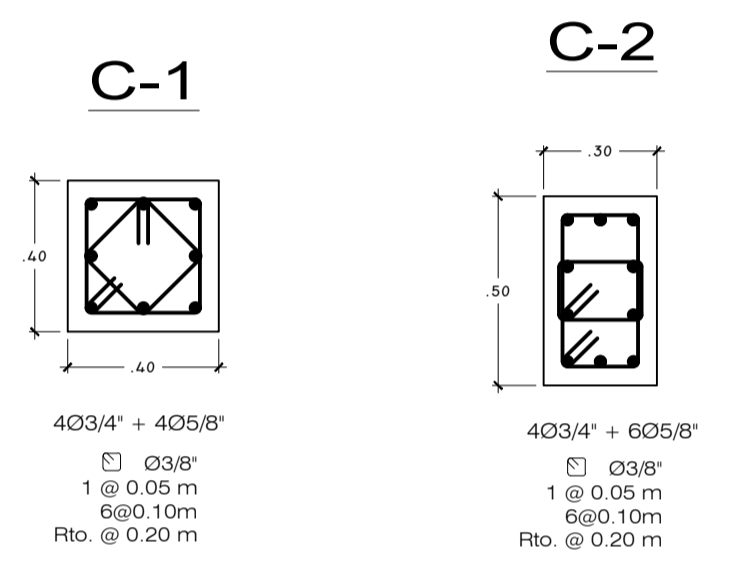


4TA Y 5TA PLANTA
1:50

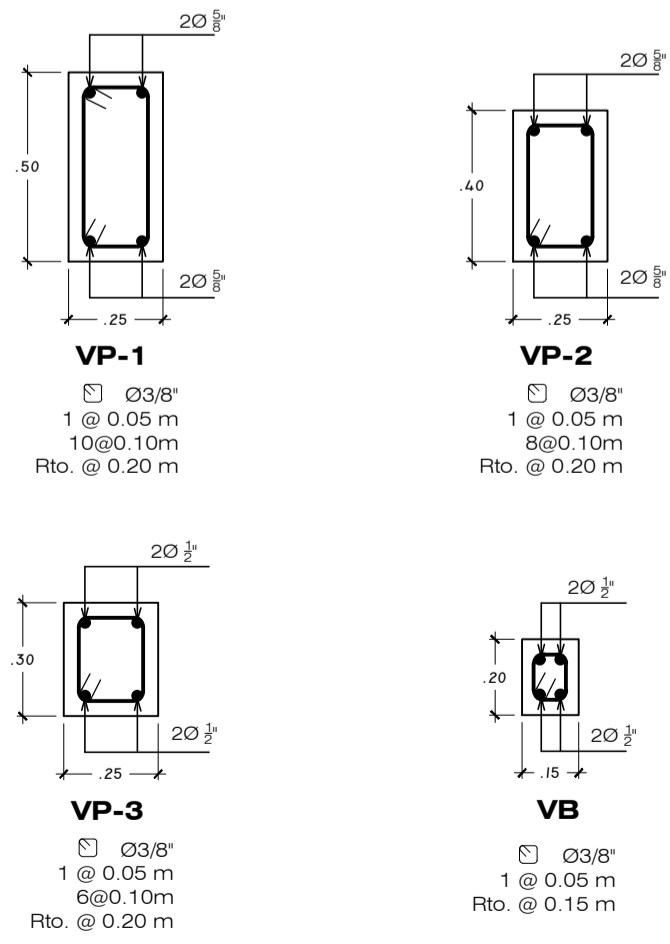
RESUMEN DE PARAMETROS SISMICOS Y DESPLAZAMIENTOS	
DESCRIPCION	VALOR
Sa = Pseudo Aceleración Espectral	$Sa = \frac{ZUSC}{R} g$
C = Factor de Amplificación Sísmica	C = 2.5
Z = Factor de Zona	0.45 Zona 4
U = Factor de Categoría de Edificación	1.00 Categoría "C" Edificaciones Comunes
S = Parámetro de Suelo	1.05 Suelo S2
Tp = Período Límite de Plataforma espectral de Pseudo-aceleraciones	0.60 Suelo Tipo S2
TL = Período Límite de Plataforma espectral de Pseudo-desplazamientos	2.00 Suelo Tipo S2
g = Aceleración de la Gravedad	9.81 m/seg ²
la = Irregularidad en altura	la=1.00
lp = Irregularidad en planta	lp=1.00
R = Coeficiente de Reducción	R0=8
Desplazamientos y Distorsiones Máximas	Concreto armado : 0.007
Desplazamiento último nivel Y	17.76mm
Delta/hi Y (maximo)	0.0044
R = Coeficiente de Reducción	R0=8
Desplazamientos y Distorsiones Máximas	Concreto armado : 0.007
Desplazamiento último nivel X	65.93mm
Delta/hi X (maximo)	0.0067

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE (CICLOPEO)	
CIMENTOS CORRIDOS:	
fc : 100kg/cm ² , MEZCLA CEMENTO/HORMIGON EN PROPORCION DE 1:10 + 30% DE PIEDRA GRANDE (MAXIMO Ø 8")	
SOBRECIMENTOS:	
fc : 100kg/cm ² , MEZCLA CEMENTO/HORMIGON EN PROPORCION DE 1:8 + 25% DE PIEDRA MEDIANA (MAXIMO Ø 3")	
CONCRETO ARMADO	
ZAPATAS	fc : 210 Kg/cm ²
COLUMNAS, PLACAS, VIGAS, VIG.	fc : 210 Kg/cm ²
COLUMNETAS	fc : 175 Kg/cm ²
ACERO	fy : 4200 Kg/cm ²
ALBAÑILERIA	
MORTERO: TIPO NP CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.20 cm.	
LADRILLO KING KONG PORTANTE TIPO INFES 9X13X24CM	
RECURTIMIENTOS	
ZAPATAS	: 7.00 cm.
COLUMNAS Y VIGAS	: 4.00 cm.
VIGAS DE CIMENTACION	: 5.00 cm.
LOSAS, MUROS, VIGUETAS	: 2.00 cm.
NOTAS GENERALES	
- Evitar empalmes y traslapes en zonas de máximo esfuerzo.	
- Curar concreto por vía húmeda.	

DETALLE DE COLUMNAS



DETALLE DE VIGAS



PROYECTO
VIVIENDA MULTIFAMILIAR

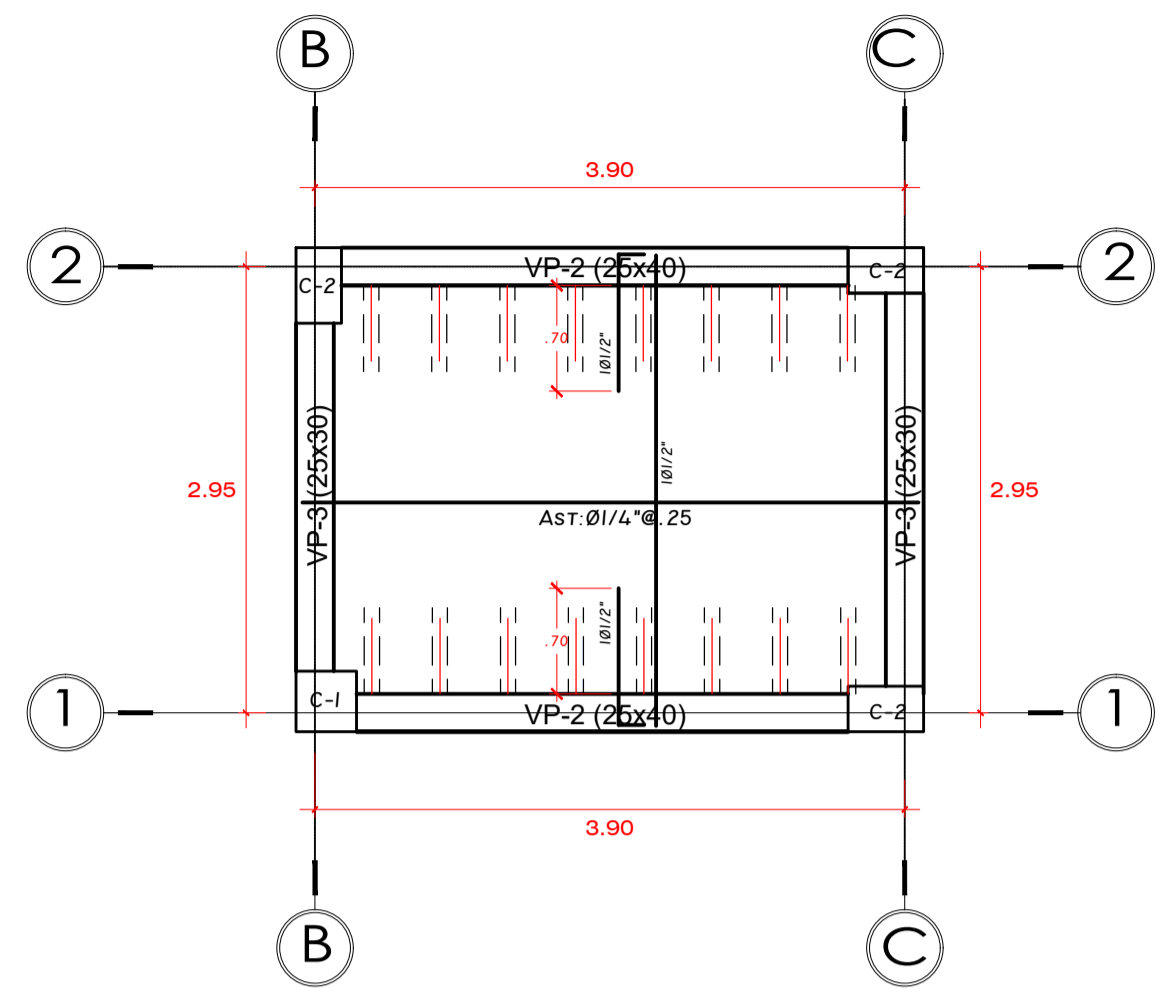
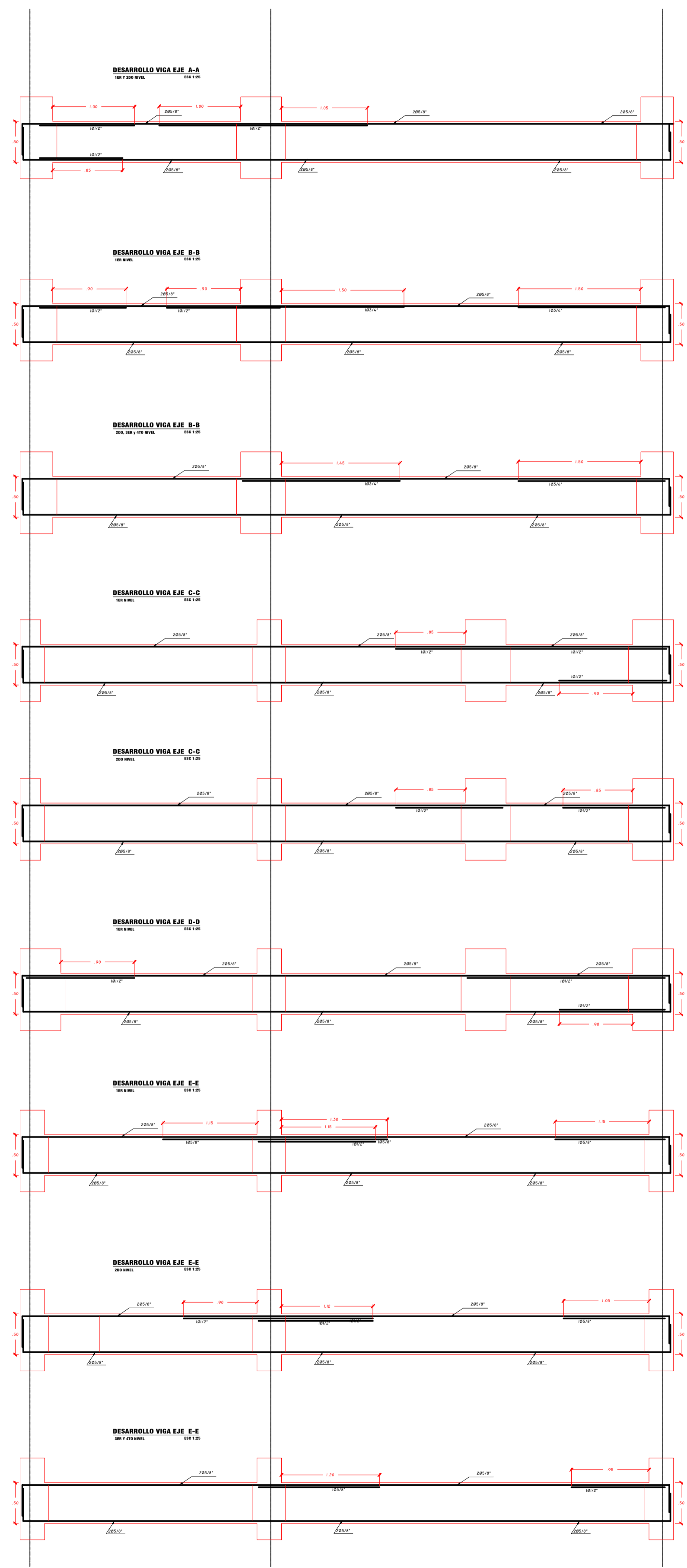
ESCALA:
ESTRUCTURAS

PLANO:
ALIGERADOS

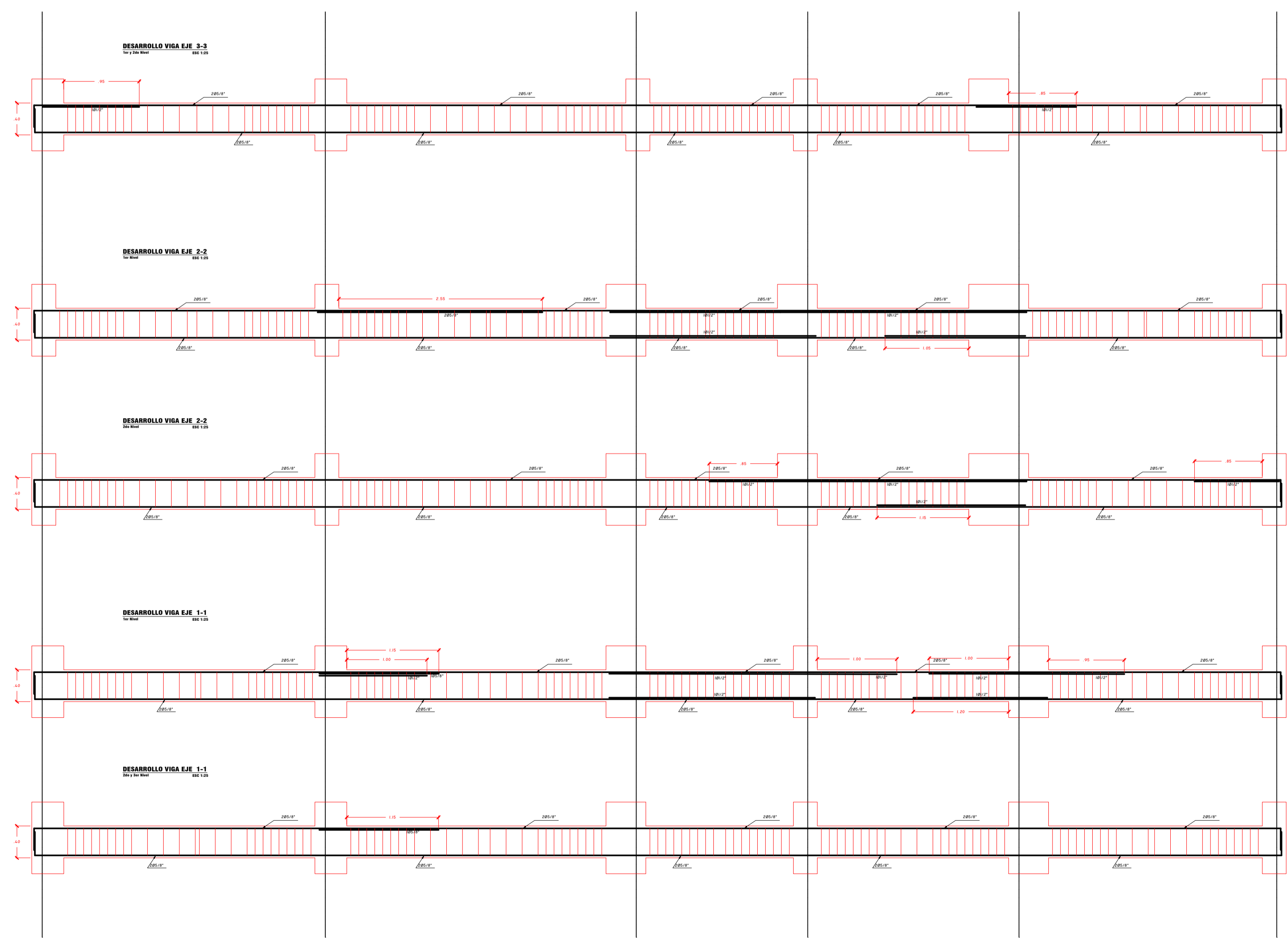
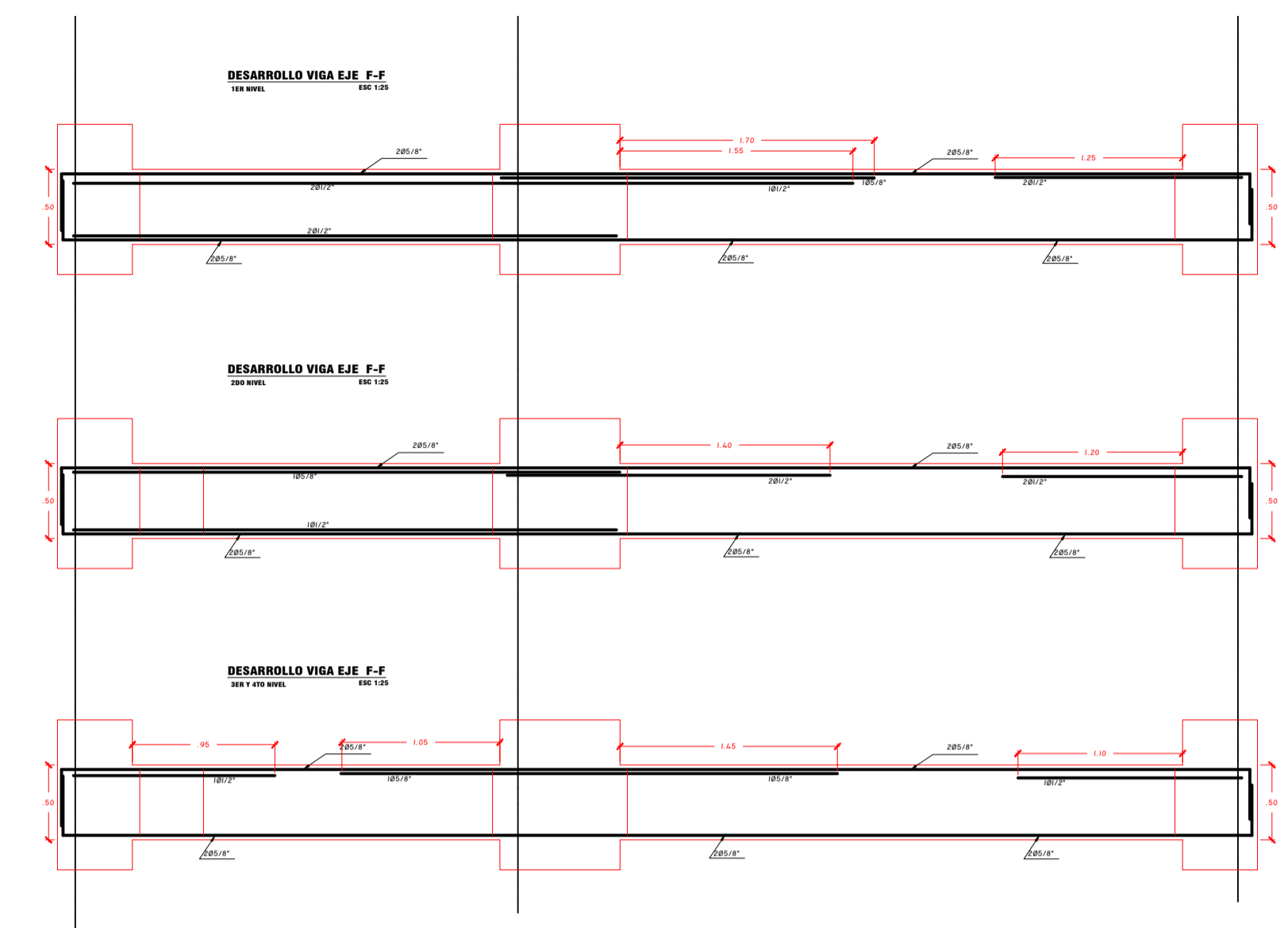
ESCALA: INDICADA
FECHA: ABRIL 2022

DEBUIJO CAD: BACH: FAVIO MIGUEL ESPINOZA PARRA

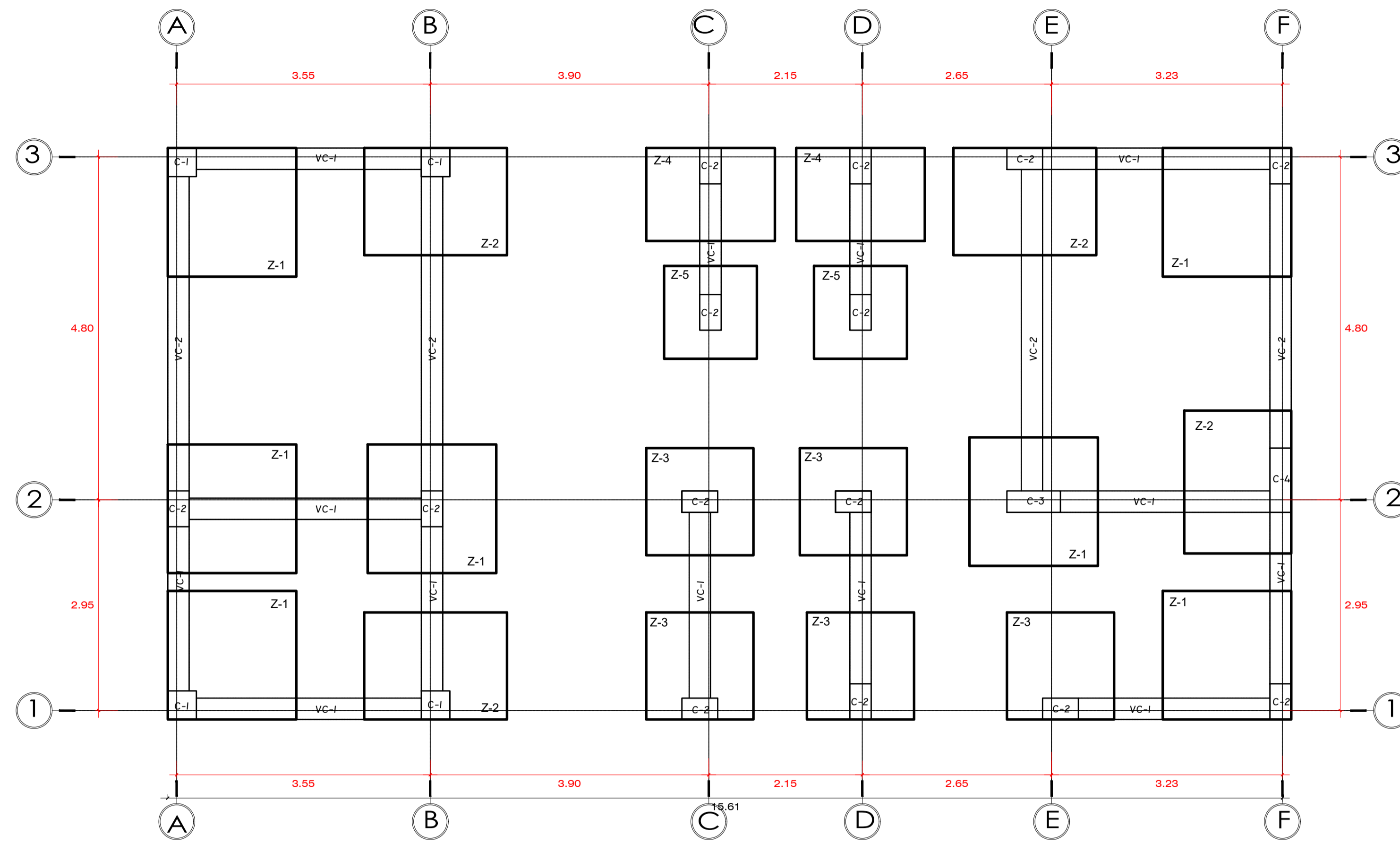
LAMINA:
E-01



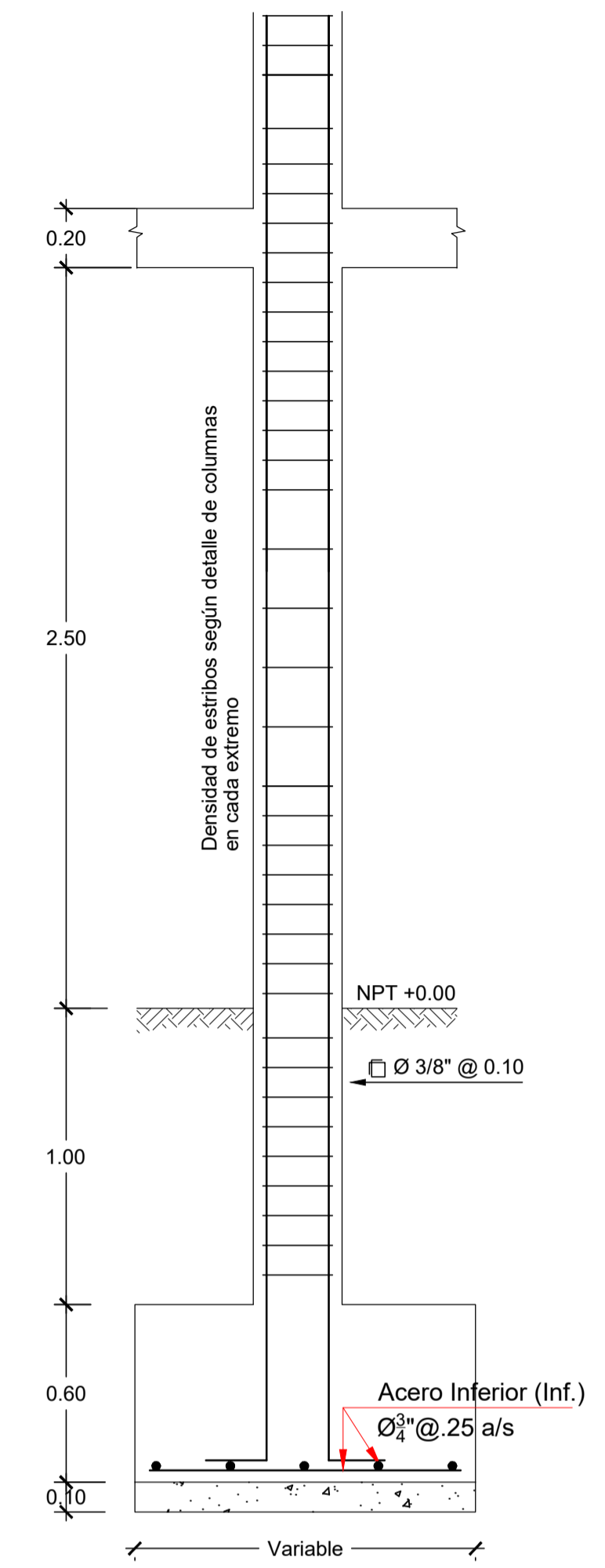
AZOTEA PLANTA
1:50



PROYECTO:	
VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
ESPECIALIDAD:	
ESTRUCTURAS	
PLANO:	
ALIGERADOS	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	ABRIL 2022
DIBUJO CAD:	
BACH. FAVIO MIGUEL ESPINOZA PARRA	
LAMINA:	
E-02	

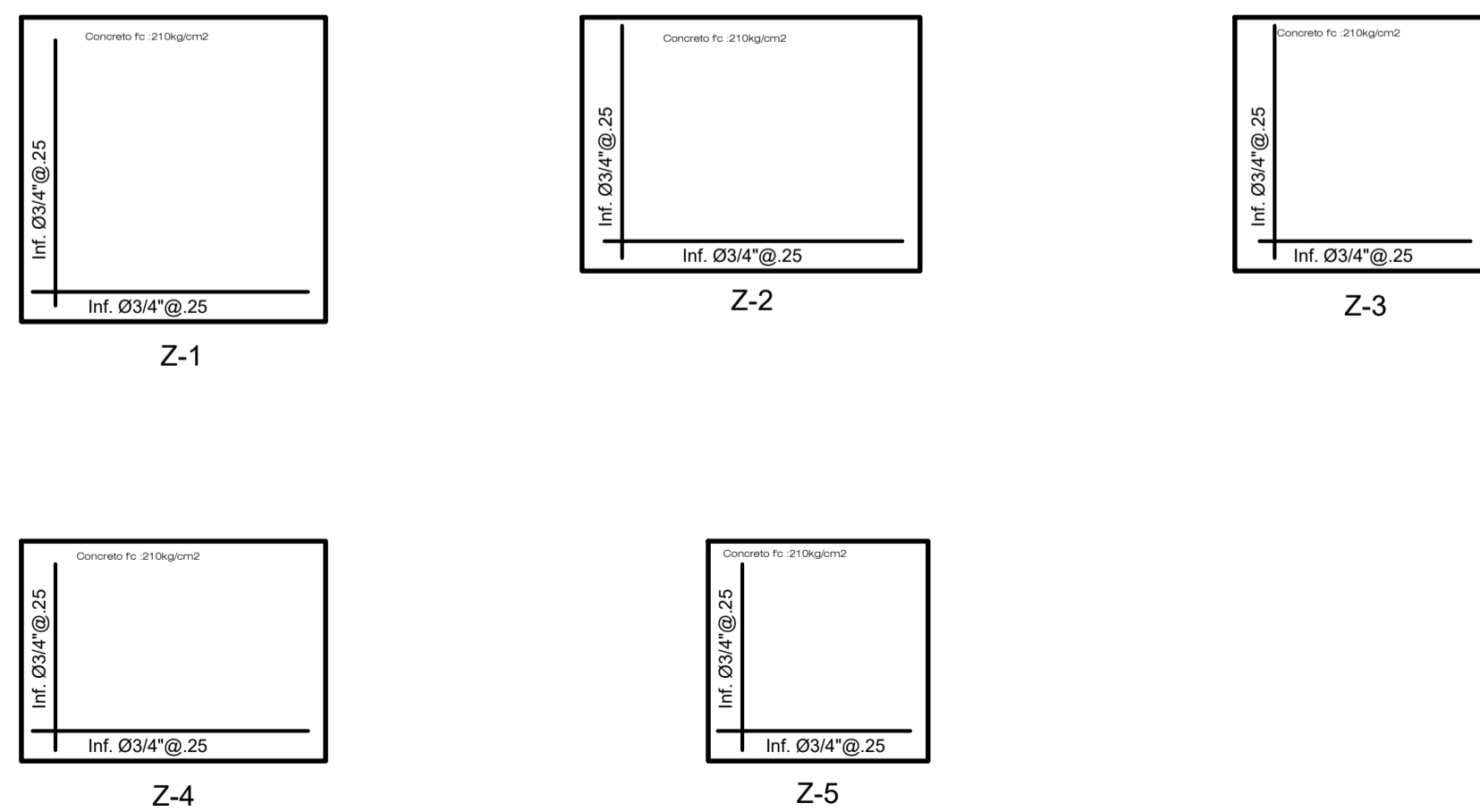


PLANO DE CIMENTACIONES
1:50

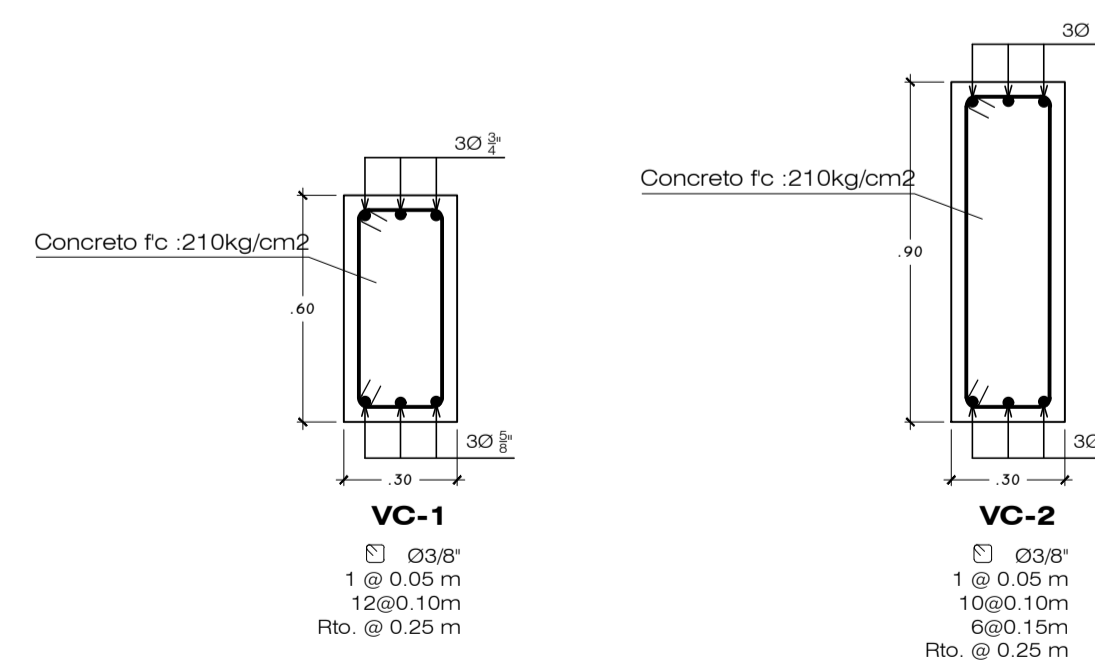


ELEVACION DE COLUMNA
ESCALA = 1/25

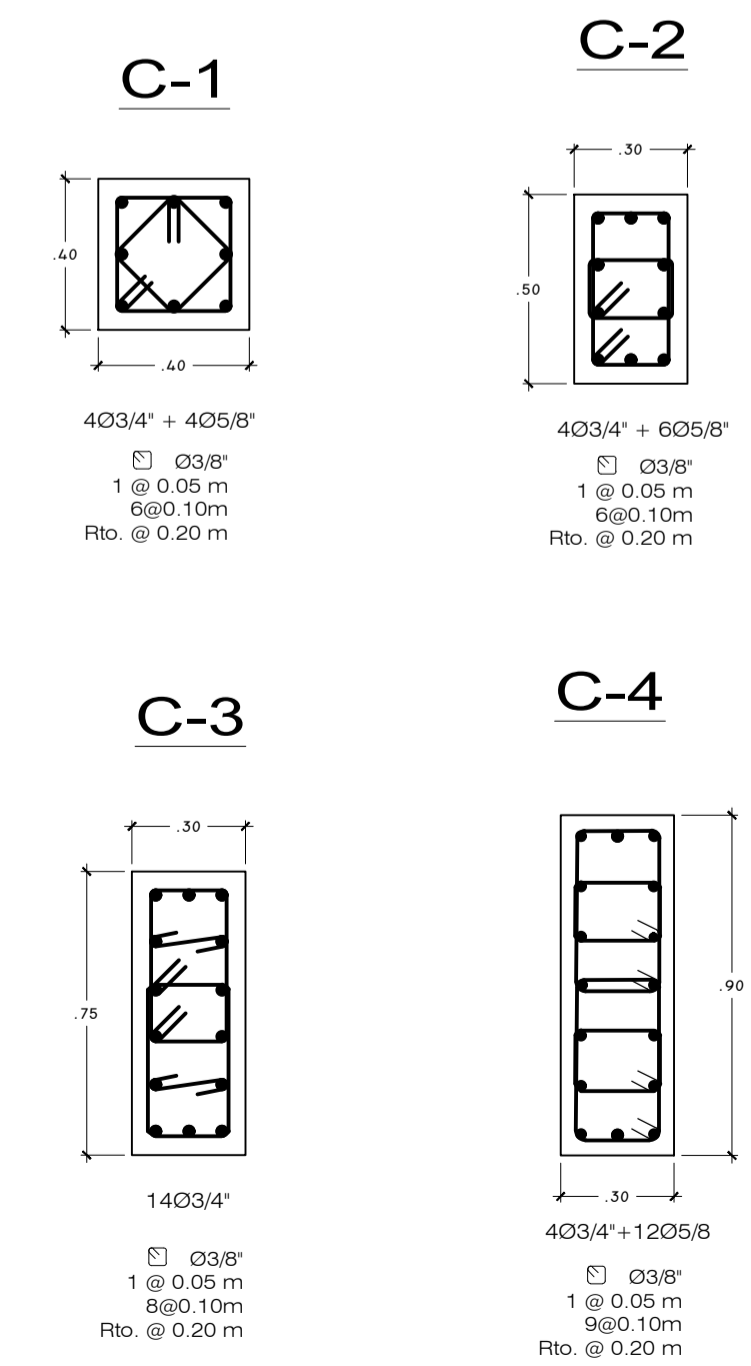
DETALLE DE ZAPATAS
ESC 1:40



DETALLE DE VIGA DE CIMENTACIÓN
ESC 1:40



DETALLE DE COLUMNAS
ESC 1:40



PROYECTO:	VIVIENDA MULTIFAMILIAR
ESPECIALIDAD:	ESTRUCTURAS
PLANO:	CIMENTACIÓN
PROPIETARIO:	
ESCALA:	FECHA:
INDICADA	ABRIL 2022
DEBUD CAD:	BACH. FAVIO MIGUEL ESPINOZA PARR
LAMINA:	E-03