

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PUCP

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE
7 PISOS DE CONCRETO ARMADO EN JESÚS MARÍA
Tesis para obtener el título profesional de Ingeniero Civil**

AUTOR:

Arturo Antolin Chávez Apeña

ASESOR:

Cesar Antonio Huapaya Huapaya

Lima, Diciembre, 2020

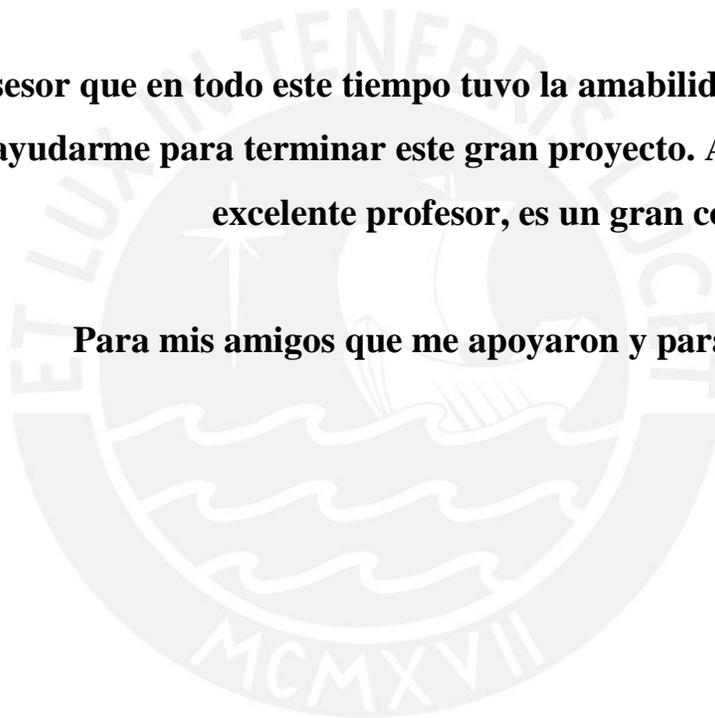
Dedicatoria

Para mi madre que es una Reyna para mí, por ser el apoyo incondicional en todos estos años de aprendizaje y mucho amor hacia ella.

Para mi padre Arturo que me motivó a seguir adelante en este proyecto y agradecerle por brindarme consejos cada vez que lo necesitaba.

Para mi asesor que en todo este tiempo tuvo la amabilidad y el tiempo de enseñarme y ayudarme para terminar este gran proyecto. Además de ser un excelente profesor, es un gran consejero y amigo.

Para mis amigos que me apoyaron y para mi amigo Fidel.



TEMA DE TESIS

PARA OPTAR	: Títulos profesional de Ingeniero Civil
TEMA	: Diseño estructural de un edificio multifamiliar de 7 pisos sin sótanos, de concreto armado en el distrito de Jesús María
ÁREA	: Ingeniería Civil
ASESOR	: Cesar Huapaya Huapaya
ALUMNO(S)	: Arturo Antolín Chávez Apeña - 20097061
FECHA	: 03-12-2019
MÁXIMO	: 100 páginas

DESCRIPCIÓN Y OBJETIVOS:

Se realizará el diseño estructural de un edificio multifamiliar de siete pisos sin sótanos, de concreto armado, ubicado en el distrito de Jesús María sobre un área total de terreno de 2563m², con una altura total de 19.25m y altura de entrepiso de 2.75m.

Los techos estarán constituidos por losas aligeradas y losas macizas que descansarán sobre un sistema de vigas, columnas y placas que trasladarán las cargas de gravedad hasta el suelo soportante. El sistema sismorresistente consistirá en diafragmas rígidos que se apoyan en pórticos compuestos por vigas, columnas y placas de concreto armado. La presencia de muros de corte es predominante en el sistema sismorresistente de este edificio.

El objetivo principal de este trabajo es realizar el diseño estructural de la edificación de acuerdo con lo que indica el Reglamento Nacional de Edificaciones y elaborar sus respectivos planos estructurales para su construcción en obra.

Los objetivos específicos son los siguientes:

- Estructuración del edificio de acuerdo con lo indicado por el proyecto arquitectónico.
- Predimensionamiento de los principales elementos estructurales de la edificación
- Análisis estructural del edificio tanto para cargas de gravedad como para cargas sísmicas.
- Diseño de los diferentes tipos de elementos estructurales cumpliendo con los requerimientos del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- Elaboración de planos estructurales para su construcción en obra.

En la etapa de estructuración se busca que se garantice la simplicidad, uniformidad y rigidez del edificio ante cargas externas.

Seguidamente, en la etapa de pre-dimensionamiento se plantea las posibles dimensiones de los elementos estructurales. El resultado obtenido servirá para confeccionar el modelo base usando los programas de computo Etabs y SAP2000.

El siguiente paso, será el análisis de gravedad y sísmico del edificio, el cual tendrá en cuenta las disposiciones de la Normas E.020 y E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Por último, se realizará el diseño de cada uno de los elementos principales del edificio según lo establece la Norma E.060 del Reglamento Nacional de Edificaciones que será traducido en un juego de planos estructurales para su ejecución en obra.


César Huapaya

RESUMEN

El diseño estructural del presente proyecto se realizó en un edificio multifamiliar de siete pisos ubicado en el distrito de Jesús María, sobre un área total de terreno de 2563m² compuesta de dos bloques multifamiliares, comprendida por grava densa y con una capacidad portante de 4.0 kg/cm² a 1.5m de profundidad.

Al respecto, se indica que este proyecto se desarrolló en virtud a las siguientes etapas: (i) estructuración; (ii) pre-dimensionamiento; (iii) análisis sísmico y (iv) diseño de los elementos estructurales de concreto armado, hechos que permitieron llegar al resultado final que son los planos estructurales.

La estructuración está conformada por muros de corte, cimentación, columnas, vigas, losas macizas y aligeradas que son elementos portantes del proyecto, lo cual garantiza la simplicidad, uniformidad y rigidez del edificio ante cargas internas como externas. Para el caso en concreto, se determinó una estructuración simétrica en 4 ejes que permiten cumplir los fines propios de esta etapa.

Seguidamente, el pre-dimensionamiento permite plantear las dimensiones de los elementos estructurales, situación que resulta ser importante para el desarrollo de las siguientes etapas. Es así que, el resultado obtenido en esta etapa es el modelo base en el software Etabs y SAP2000 del proyecto.

El siguiente paso trata del análisis de cargas por gravedad y el análisis sísmico del edificio, el cual fue desarrollado siguiendo las disposiciones de la Norma E.020 y E.030, hecho que pudo efectuarse habiéndose previamente realizado el modelo tridimensional del proyecto, considerando para ello los elementos estructurales modelados, tales como: vigas, columnas y placas como elementos lineales, finitos y las losas con diafragmas rígidas. Asimismo, se indica que el proyecto cumple con las cargas dispuestas en la Norma E.020. Por otro lado, el proyecto obedece los requerimientos de derivas máximas e irregularidades por altura y en planta, establecidas en la Norma E.030.

Finalmente, los valores de las fuerzas internas obtenidas del modelo del software Etabs y SAP2000, sirven para realizar el diseño por Resistencia y Capacidad en los elementos estructurales del proyecto, previamente validados por metrados manuales que comparan los resultados obtenidos en los softwares anteriormente citados, este hecho se realiza siguiendo las disposiciones de la Norma E.060.

INDICE

1	ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO	1
1.1	Objetivos	1
1.2	Descripción del proyecto	1
1.3	Materiales y características	3
1.4	Reglamento y cargas de diseño	3
2	ESTRUCTURACIÓN.....	5
2.1	Objetivos de la estructuración	5
2.2	Requisitos generales de estructuración.....	5
3	PREDIMENSIONAMIENTO	7
3.1	Definición	7
3.2	Losas Aligeradas en una dirección.....	7
3.3	Losas Macizas	7
3.4	Vigas	8
3.5	Columnas.....	8
3.6	Placa.....	9
4	METRADO DE CARGAS	10
4.1	Metrado de Losas aligeradas.....	10
4.2	Metrado de losas macizas	12
4.3	Metrado de vigas	13
4.4	Metrado de Viga Chata.....	15
4.5	Metrado de Columnas	15
4.6	Metrado de Placas.....	16
4.7	Metrado de Escalera	18
4.8	Metrado total de edificación.....	19
5	ANÁLISIS SÍSMICO	20
5.1	Generalidades.....	20
5.2	Parámetros	20
5.3	Modelo sísmico tridimensional	21
5.4	Análisis modal de la estructura.....	22
5.5	Análisis Estático	23
5.6	Análisis Dinámico	24
5.7	Verificación de Sistema estructural	25
5.8	Derivas de entrepiso.....	25
5.9	Verificación de Irregularidades	26

6	CONOCIMIENTOS PREVIOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO	29
6.1	Consideraciones generales	29
6.2	Diseño por flexión	29
6.3	Diseño por flexocompresión - Columnas.....	32
6.4	Diseño por flexocompresión – Placas:	34
6.5	Diseño por corte	35
6.5.1	Para elementos que se diseñan por flexión:.....	35
6.5.2	Para elementos que se diseñan por flexocompresión – Columnas:	35
6.5.3	Para elementos que se diseñan por flexocompresión – Placas:.....	36
6.6	Control de deflexiones	37
6.7	Refuerzo de temperatura.....	40
6.8	Control de fisuración.....	41
6.9	Control de Pandeo.....	41
7	Diseño de losa aligerada.....	42
7.1	Consideraciones iniciales.....	42
7.2	Diseño por flexión	42
7.3	Diseño por corte	44
7.4	Acero de temperatura	44
7.5	Calculo de deflexiones en losa aligerada	44
7.6	Calculo de Fisuración.....	46
8	DISEÑO DE LOSAS MACIZAS.....	48
8.1	Consideraciones iniciales.....	48
8.2	Diseño por flexión	48
8.3	Diseño por corte	51
8.4	Fisuración	51
9	DISEÑO DE VIGAS	53
9.1	Consideraciones iniciales.....	53
9.2	Diseño por flexión	55
9.3	Diseño por Corte.....	55
9.4	Control de deflexiones	56
9.5	Control de fisuración.....	57
10	Diseño de viga chata	59
10.1	Diseño por flexión:	59
10.2	Diseño por corte:	60
11	DISEÑO DE COLUMNAS	61
11.1	Consideraciones iniciales.....	61

11.2	Diseño por flexocompresión	62
11.3	Diseño por corte	65
11.4	Diseño por capacidad	65
11.5	Verificación por esbeltez	67
12	DISEÑO DE PLACAS	67
12.1	Consideraciones iniciales.....	67
12.2	Diseño de placa 1.....	68
12.2.1	Diseño por flexocompresión:	68
12.2.2	Diseño por corte	69
12.2.3	Requisitos mínimos para elementos de borde	71
12.3	Diseño de Placa P11.....	74
12.3.1	Diseño por flexo-comprensión	74
12.3.2	Diseño por corte	77
12.3.3	Requisitos mínimos para elementos de borde	82
13	DISEÑO DE CIMENTACIONES	85
13.1	Consideraciones iniciales.....	85
13.2	Diseño de zapata aislada.....	86
13.3	Diseño de zapata combinada	91
14	DISEÑO DE ESCALERA	95
14.1	Consideraciones generales	95
14.2	Diseño por flexión	96
14.3	Diseño por corte	96
15	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	97
15.1	Conclusiones	97
15.2	Recomendaciones	99
16	BIBLIOGRAFIA	100

INDICE DE TABLAS

Tabla 5-1 Parámetros sísmicos según la norma E.030.	21
Tabla 5-2: Periodos en la dirección x-x y en la dirección y-y.	22
Tabla 5-3: Peso del edificio obtenido del modelo 3D, para compararlo con metrado manual	23
Tabla 5-4: Fuerzas cortantes de entrepiso y cortante basal dinámico en dirección X e Y.	25
Tabla 5-5: Fuerza que recibe los muros en dirección X e Y.	25
Tabla 5-6: Deriva en la dirección X-X, valores menores a 0.007.	26
Tabla 5-7: Deriva en la dirección Y-Y, valores menores a 0.007.	26
Tabla 5-8: Valores de rigidez lateral en la dirección X-X.	27
Tabla 5-9: Valores de rigidez lateral en la dirección Y-Y.	27
Tabla 5-10: Valores de desplazamientos relativos promedio de los extremos de entrepiso en X-X.	28
Tabla 5-11: Valores de desplazamientos relativos promedio de los extremos de entrepiso en Y-Y.	28
Tabla 6-1: Longitudes mínimas de desarrollo de acero.	32
Tabla 6-2: Espesor mínimo de elementos estructurales que no requieren verificación de deflexiones.	37
Tabla 6-3: Deflexiones máximas permitidas según la Norma E060.	38
Tabla 6-4: Cuantía mínima para acero de temperatura.	40
Tabla 7-1: Diseño por flexión de losa aligerada.	43
Tabla 7-2: Cálculos de deflexiones en losa aligerada en paño central	44
Tabla 7-3: Cálculos de deflexiones en losa aligerada en paño extremo	45
Tabla 7-4: Cálculos de deflexiones totales en losa aligerada	45
Tabla 7-5: Verificación de fisuración en losa aligerada.	46
Tabla 8-1: Diseño por flexión de losas macizas en dirección X-X.	49
Tabla 8-2: Diseño por flexión de losas macizas en dirección Y-Y.	50
Tabla 8-3: Diseño por corte de losa maciza.	51
Tabla 8-4: Verificación de fisuración en losa maciza.	51
Tabla 9-1: Diseño por flexión de viga VTT-03.	55

Tabla 9-2: Diseño por corte de viga VTT-03.	55
Tabla 9-3: Cálculo de deflexión de tramo 2 paño central.	56
Tabla 9-4: Cálculo de deflexión de tramo 2 paño extremo.	57
Tabla 9-5: Cálculo de deflexión total tramo 2.	57
Tabla 9-6: Verificación de deflexión de tramo 2.	57
Tabla 9-7: Verificación de fisuración de viga VTT-03.	57
Tabla 10-1: Diseño por flexión de viga chata.	59
Tabla 10-2: Diseño de corte de viga chata.	60
Tabla 11-1: Cargas en el la base de la columna C-03.	62
Tabla 11-2: Cargas últimas en el la base de la columna C-03.	63
Tabla 11-3: Diseño de corte de la columna C-03 en dirección X.	65
Tabla 11-4: Diseño de corte de la columna C-03 en dirección Y.	65
Tabla 11-5: Método 1 - Diseño por capacidad de la columna C-03.	66
Tabla 11-6: Método 2 - Diseño por capacidad de la columna C-03.	66
Tabla 11-7: Verificación de esbeltez de la columna C-03.	67
Tabla 12-1: Cargas en la base de placa P1 de primer piso.	68
Tabla 12-2: Cargas últimas en la base de placa P1 en primer piso.	68
Tablas 12-3: Diseño por corte de placa P1 para el piso 1 al piso 4.	70
Tablas 12-4: Diseño por corte de placa P1 para el piso 5 al piso 7.	71
Tabla 12-5: Cargas en la base de placa P11 de primer piso.	74
Tabla 12-6: Cargas últimas en la base de placa P11 de primer piso.	74
Tablas 12-7: Diseño por corte de placa P11 para el piso 1 al piso 2.	78
Tablas 12-8: Diseño por corte de placa P11 para el piso 3 al piso 7.	78
Tablas 12-9: Diseño por corte de placa P11 para el piso 1 al piso 2 de A1.	80
Tablas 12-10: Diseño por corte de placa P11 para el piso 3 al piso 7 de A1.	80
Tablas 12-11: Diseño por corte de placa P11 para el piso 1 al piso 2 de A2 A3.	81
Tablas 12-12: Diseño por corte de placa P11 para el piso 3 al piso 7 de A2 y A3.	82
Tablas 13-1: Cargas recibidas a zapata por columna C-03.	87

Tablas 13-2: Presiones del suelo de zapata aislada de columna C-03 por gravedad.	87
Tablas 13-3: Presiones amplificadas bajo zapata de columna C-03.	88
Tablas 13-4: Cargas recibidas a placa PL-13.	91
Tablas 13-5: Cargas recibidas a placa PL-16.	92
Tablas 13-6: Verificación de diseño por corte.	93
Tablas 14-1: Diseño por flexión de escalera.	96
Tablas 14-2: Diseño de corte de escalera.	96



INDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Planta de Primer piso de arquitectura.	2
Figura 1-2 Planta típica de arquitectura.	2
Figura 2-1 Estructuración de planta típica.	6
Figura 4-1 Modelo estructural para vigueta de carga última.	12
Figura 4-2 Modelo de la losa maciza en 2D, mostrado en rojo.	13
Figura 4-3 Modelo de la viga en SAP2000, con las cargas últimas.	15
Figura 4-4 Modelo de la viga chata en SAP2000.	16
Figura 4-5 Modelo de la escalera en SAP2000.	19
Figura 5-1: Modelo tridimensional.	22
Figura 6-1: Diagrama de interacción (Harmsen 2005).	34
Figura 7-1 Diagrama de Momento flector de losa aligerada (tn-m).	42
Figura 7-2 Longitudes de corte de acero tomadas a la cara.	43
Figura 7-3: Diseño de losa aligerada.	47
Figura 8-1: Diagrama de Momentos en la dirección X-X.	49
Figura 8-2: Diagrama de Momentos en la dirección Y-Y.	50
Figura 8-3: Diseño de los Paño 1 y Paño 2 de losa maciza, solo se muestra bastones adicionales.	52
Figura 9-1: Diagrama de momentos flectores (tn-m).	54
Figura 9-2: Diagrama de fuerzas cortantes (tn).	54
Figura 9-3: Diseño de viga VTT-03.	58
Figura 10-1: Diagrama de momentos flectores de viga chata (tn-m).	59
Figura 10-2: Diagrama de fuerzas cortantes de viga chata (tn).	59
Figura 10-3: Corte de acero de viga chata.	60
Figura 10-4: Diseño de viga chata V.40x.20m.	60
Figura 11-1: Acero colocado en columna C-03.	63
Figura 11-2: Diagrama de interacción de columna en dirección X de C-03.	64
Figura 11-3: Diagrama de interacción de columna en dirección Y de C-03.	64
Figura 11-4: Diseño de columna C-03.	67

Figura 12-1: Distribución de acero en placa PL-1.	69
Figura 12-2: Diagrama de interacción en dirección X de placa P1.	69
Figura 12-3: Diagrama esfuerzo – deformación.	72
Figura 12-4: Distribución final de acero de la placa PL-1.	74
Figura 12-5: Distribución de refuerzo en placa PL-11.	75
Figura 12-6: Diagrama de interacción en dirección X de placa P11.	76
Figura 12-7: Diagrama de interacción en dirección Y de placa P11.	76
Figura 12-8: División de placa P11 para análisis en dirección X.	77
Figura 12-9: División de placa P11 para análisis en dirección Y.	79
Figura 12-10: Diagrama esfuerzo – deformación en dirección X y dirección Y, respectivamente.	82
Figura 12-11: Distribución de acero de la placa PL-11.	84
Figura 13-1: Redistribución de esfuerzos para no obtener tracciones en zapata.	86
Figura 13-2: Área de punzonamiento en zapata de columna C-03.	88
Figura 13-3: Área de corte en zapata de columna C-03.	89
Figura 13-4: Diseño de zapata de columna C-03.	90
Figura 13-5: Dimensionamiento de zapata combinada de placas PL-13 y PL-16.	91
Figura 13-6: Cargas aplicadas a las placas PL-13 y PL-16.	92
Figura 13-7: Reducción de cargas al centro de la zapata combinada.	92
Figura 13-8: Diagrama de momentos flectores en dirección X.	93
Figura 13-9: Diagrama de momentos flectores en dirección Y.	94
Figura 13-10: Diseño de zapata de combinada.	95
Figura 14-1: Diagrama de momentos flectores de la escalera (tn-m).	96
Figura 14-2: Diagrama de fuerzas cortantes de la escalera (tn).	96
Figura 14-3: Diseño de escalera de concreto armado.	97

1 ASPECTOS GENERALES DEL PROYECTO

1.1 OBJETIVOS

El propósito de realizar el diseño estructural de un proyecto de construcción es determinar las etapas que se tienen que efectuar para obtener los planos finales de estructuras. Para ello, se tiene que aplicar todos los conocimientos previos aprendidos en los cursos de estructuras durante la carrera universitaria como Concreto Armado e Ingeniería Antisísmica, así como el Reglamento Nacional de Edificaciones.

Objetivos específicos:

- Desarrollar la estructuración y pre-dimensionamiento del proyecto de construcción.
- Desarrollar el análisis sísmico y de cargas verticales mediante software de Etabs.
- Diseñar los elementos estructurales mediante el RNE
- Desarrollar los planos de estructuras y de detalles del proyecto de construcción

1.2 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto se desarrolla en un edificio de concreto armado destinado para el uso de viviendas unifamiliares en el distrito de Jesús María, que comprende un área total de terreno de 2563m², el mismo que se encuentra dividido por 2 bloques de edificios separados por el estacionamiento, uno detrás del otro. De manera que, el diseño estructural se realiza en el bloque más cercano al espacio público, que consta de 7 pisos con una altura total de 19.25m y una altura de entrepiso de 2.75m.

Al respecto, se indica que el primer piso cuenta con un área construida de 980m², distribuida por un hall de ingreso y un pasadizo que conecta a los 4 departamentos, así como también un ascensor y una escalera principal, Mostrada en la Figura 1-1.

Por su parte, los pisos típicos que comprenden desde el segundo hasta el séptimo piso, cuentan con un área total de 880m² distribuidos por 4 departamentos por piso, el ascensor, la escalera y las terrazas para cada área de departamento, mostrada en la Figura 1-2.

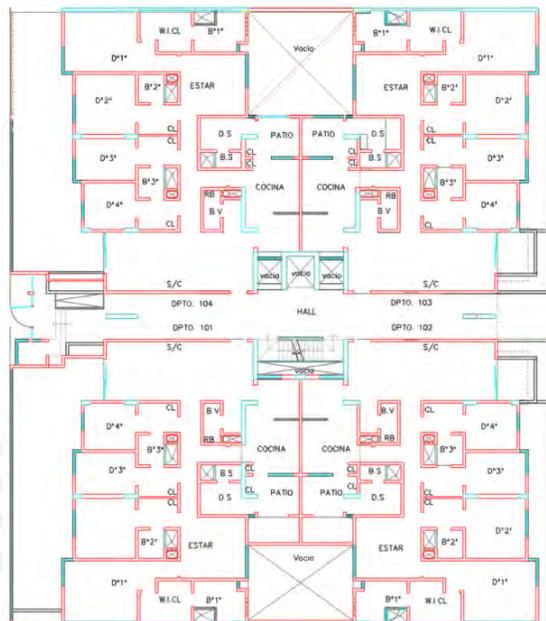


Figura 1-1 Planta de Primer piso de arquitectura

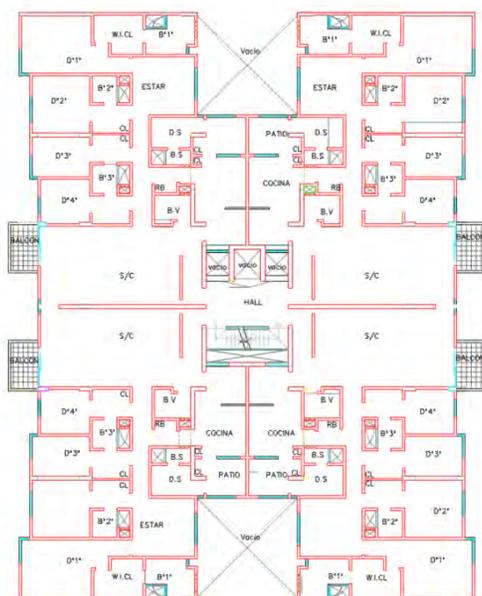


Figura 1-2 Planta típica de arquitectura

1.3 MATERIALES Y CARACTERÍSTICAS

Los materiales utilizados para el diseño estructural del proyecto son de concreto armado (cimentaciones, columnas, vigas, muros, losas macizas y aligeradas) con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión 210 kg/cm² y 280 kg/cm²
- Módulo de Poisson 0.15
- Módulo de elasticidad 15 000 $\sqrt{f'c}$ kg/cm²

Además, que el acero de refuerzo es de Grado 60 (ASTM A615) con las siguientes características:

- Esfuerzo de fluencia (fy) 4 200 kg/cm²
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura (fu) 6 300 kg/cm²
- Módulo de elasticidad 2 000 000 kg/cm²

1.4 REGLAMENTO Y CARGAS DE DISEÑO

El análisis de los elementos estructurales se rige a partir de las normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE):

- Norma E0.20 Cargas: establece que las sobrecargas son las siguientes:
 - Viviendas 200 kg/m²
 - Corredores y escaleras 200 kg/m²
 - Estacionamientos 250 kg/m²
 - Azotea 100 kg/m²
- Norma E0.50 Suelos y Cimentaciones: establece realizar un estudio de suelos previo que obtiene una capacidad portante de 4kg/cm².
- Norma E0.30 Diseño Sismorresistente: establece los parámetros de derivas máximas en edificaciones de concreto armado.

- Norma E0.60 Concreto Armado.

Los elementos estructurales (cimentaciones, columnas, vigas, losas macizas y aligeradas) se diseñaron con el método de Diseño por Resistencia, el cual consiste en amplificar las cargas de servicio mediante factores de carga y reducir la resistencia nominal de los elementos estructurales mediante factores de reducción de resistencia.

La Norma E0.60 establece las combinaciones de carga para la Resistencia Requerida (U). Estas combinaciones se definen a partir de la Carga Muerta (CM), que son aquellas que permanecen en toda la vida útil de la edificación (columnas, vigas, tabiques, losas macizas y aligerados, parapetos, etc) y las Cargas Vivas (CV), que son aquellas que no son permanentes y que pueden desplazarse o moverse continuamente en la vida útil del edificio (equipos de mueblería, habitantes, vehículos, etc.). A su vez, la Carga de Sismo (CS) es aquella que se genera en la estructura debido a movimientos sísmicos.

Las combinaciones básicas presentes en la Norma E0.60 son las siguientes:

- $U = 1.4CM + 1.7CV$
- $U = 1.25(CM+CV) + CS$
- $U = 1.25(CM+CV) - CS$
- $U = 0.9CM + CS$
- $U = 0.9CM - CS$

Además, establece los factores de reducción de la resistencia (Φ):

- Flexión $\Phi = 0.90$
- Tracción y flexocompresión $\Phi = 0.90$
- Cortante $\Phi = 0.85$
- Torsión $\Phi = 0.85$
- Cortante y torsión $\Phi = 0.85$
- Compresión y flexocompresión $\Phi = 0.70$

2 ESTRUCTURACIÓN

2.1 OBJETIVOS DE LA ESTRUCTURACIÓN

La estructuración es el paso previo al predimensionamiento, para lo cual se debe establecer la ubicación general de los elementos estructurales (muros, columnas, vigas, losas macizas y aligeradas) los cuales brindan rigidez a la estructura para cumplir las sollicitaciones de cargas internas como externas. Dicha estructuración se realiza a partir de los planos de arquitectura, los cuales nos brindan la distribución previa de la edificación y donde planteamos la ubicación de todos los elementos estructurales para que se encuentren conectados e interactúen en armonía con la arquitectura planteada. Además, se considera que la estructura sea sencilla, regular, simétrica y continua.

2.2 REQUISITOS GENERALES DE ESTRUCTURACIÓN

- Simplicidad y simetría: se realiza una estructuración simétrica respecto al eje central vertical, de tal manera que el centro de masa y centro de rigidez coincidan en la dirección X y tenga una variación mínima en la dirección Y. De esa manera, los efectos torsionales son mínimos debido a que el centro de masa, donde actúan las fuerzas sísmicas y el centro de rigidez donde absorben las fuerzas sísmicas están relativamente juntos.
- Peso y rigidez lateral: Se trata de que la estructura en los pisos superiores no tenga masas excesivas, ya que generan mayores fuerzas sísmicas. Además, se trata de distribuir los pesos simétricamente en la planta de cada nivel. Con respecto a la rigidez lateral, debe ser capaz la estructura de soportar fuerzas horizontales sin que tenga desplazamientos importantes. Por ello, es necesario que la estructura tenga rigidez lateral en las dos direcciones. En nuestro caso, el último nivel tiene las mismas características de los pisos inferiores, por lo que no habría problema de pesos variables.
- Uniformidad y continuidad: Se trata de que la estructura sea continua en planta como en elevación, es decir que no tengan reducciones bruscas de un nivel a otro que ocasionan disminución de la rigidez. En nuestro caso, existe continuidad de planta en todos los pisos superiores, ya que no hay reducciones en planta ni en altura. Además, que las losas sean uniformes para que trabajen como diafragmas rígidos, es decir, una estructura plana

idealizada que permita que todas las fuerzas horizontales aplicadas puedan fluir en las columnas y muros de acuerdo a su rigidez lateral.

A partir de la información brindada, se puede proceder a estructurar la edificación, mostrado en la Figura 2-1. Para ello, se toma en cuenta la arquitectura del proyecto.

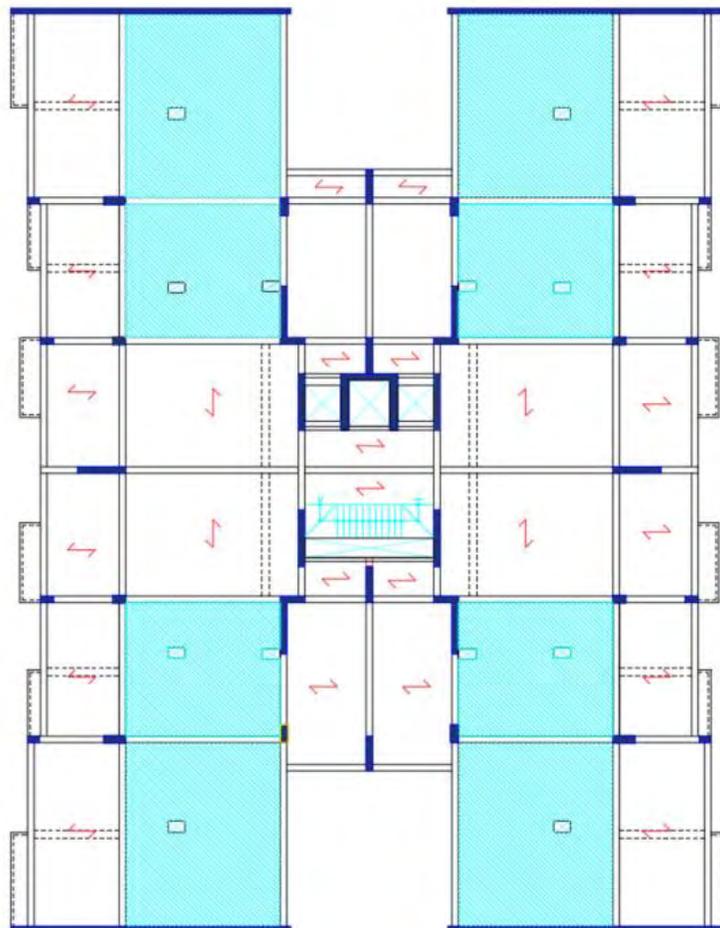


Figura 2-1 Estructuración de planta típica

El siguiente capítulo es el predimensionamiento que permitirá calcular de manera rápida las dimensiones previas para los espesores de losas, vigas, columnas y placas, mediante recomendaciones dadas por profesores del curso y libros de diseño.

3 PREDIMENSIONAMIENTO

3.1 DEFINICIÓN

El predimensionamiento es el procedimiento previo al análisis sísmico y al diseño estructural. Permite determinar las dimensiones de los elementos estructurales. Sin embargo, estas dimensiones no son las definitivas y en las siguientes etapas podrían ser revalidadas.

3.2 LOSAS ALIGERADAS EN UNA DIRECCIÓN

Las losas aligeradas son elementos estructurales. Su función es de transmitir las cargas de gravedad a las vigas, ya que trabajan como un diafragma rígido.

Para determinar las dimensiones de la losa aligerada, existen recomendaciones brindadas por diversos autores como el ing. Blanco Basco. En esta oportunidad, se tomaron en cuenta sus recomendaciones y se muestran los espesores que se podrían usar para luces máximas:

- H = 17cm Luces menores de 4m
- H = 20cm Luces comprendidas entre 4m y 5.5m
- H = 25cm Luces comprendidas entre 5m y 6.5m

En el caso de este proyecto, los paños centrales tenían una luz de 5.10m, por lo que se coloca un aligerado de 20cm, utilizando un ladrillo de 15cm y de recubrimiento de 5cm. Para los paños laterales que tenían una luz de 3.3m, se podría utilizar un aligerado de 17cm. Sin embargo, se opta por el de 20cm, para que acelere el proceso constructivo del edificio.

3.3 LOSAS MACIZAS

En las losas macizas se tiene que tomar en cuenta las condiciones de borde, para saber si trabajarán en una dirección o en dos direcciones, además de criterios recomendados mostrado a continuación:

- H = 15cm Luces menores de 5.5m
- H = 20cm Luces menores de 6.5m

En el caso de este proyecto, se utilizan losas macizas para zonas de gran congestionamiento de tuberías y conexiones debido a la presencia de baños. Los paños tenían luces de 5.2m x 6.0m, por

lo que las losas trabajarían en dos direcciones. Se consideraron las losas macizas de 20cm de espesor.

3.4 VIGAS

Las vigas son diseñadas o tomadas en cuenta dependiendo su función, las cuales se encuentran divididas en estos dos grupos: las vigas sísmicas que forman pórticos fuertes que soportan el sismo en su dirección y las vigas de gravedad, cuya función es de soportar cargas verticales ya que tienen áreas tributarias grandes.

Se tomaron las consideraciones dadas también, por el libro de apuntes del ingeniero Blanco Blasco, mostrada a continuación:

- Simplemente apoyado $H = L/10$ ó $H = L/12$
- Continuo $H = L/12$ ó $H = L/14$
- Volado $H = L/8$

Si forma parte de un pórtico sísmico el ancho mínimo es de 25cm. Además, las vigas secundarias pueden tener menor peralte.

En este proyecto, con respecto a las vigas, se ha considerado que la gran mayoría son vigas de gravedad, debido a las grandes áreas tributarias. Además, que las vigas no tienen gran aporte en la rigidez cuando se realice el análisis sísmico, donde los elementos más importantes son las placas de concreto armado. Las luces más grandes fueron las de 7.15m, y las otras luces de 6m. Adicionalmente, la altura de entre piso es de 2.75m, por lo que el peralte máximo de viga debe ser de 0.65m. Tomando en cuenta todas estas consideraciones se obtuvo resultados de valores de peralte entre 50cm a 60cm, por lo cual para uniformizar y que el proceso constructivo sea eficiente se optó por un peralte de 55cm, entonces se utilizan vigas de 0.25 x 0.55m.

3.5 COLUMNAS

La característica principal de las columnas es que resiste cargas de flexo-compresión. Por ello, las columnas deben estar diseñadas para que no fallen por pandeo y cumplan la resistencia necesaria por la sobrecarga en cada nivel. Otro aspecto en cuenta es que su espesor mínimo debe ser de 25cm si va a formar pórticos y que su sección puede disminuir a lo largo de su altura si no forma pórticos.

Para el predimensionamiento de las columnas, tomaremos en cuenta que unas columnas predominan por dos tendencias:

Área de columna (A_c) \geq P(servicio) / $0.45f_c$ (predomina compresión)

Área de columna (A_c) \geq P(servicio) / $0.30f_c$ (predomina momentos flectores)

Tomaremos valores de 1 Tn/m^2 por peso de cada nivel y la edificación es de 7 pisos. Se utiliza $f_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ para los elementos estructurales verticales.

- C01 - Eje 6 & A: Del metrado Área tributaria = 16.70 m^2 , donde el $A_c = 930.82 \text{ m}^2$, entonces C: $0.25 \times 0.37 \text{ m}$.
Se redondeará a una columna C1: $0.25 \times 0.45 \text{ m}$
- C03 – Eje 6 & C: Del metrado Área tributaria = 26.57 cm^2 , donde el $A_c = 1 \text{ 900 m}^2$, entonces C: $0.25 \times 0.60 \text{ m}$
Se redondeará a una columna C1: $0.25 \times 0.60 \text{ m}$

Sin embargo, estos valores serán verificados por diseño por resistencia y esbeltez, lo cual podrían variar en el momento de diseño.

3.6 PLACA

El predimensionamiento de placas o muros de corte debe tener gran consideración debido a que proporciona gran rigidez y resistencia en la dirección que es colocado. También, los muros limitan los desplazamientos laterales de una edificación frente a sismos. Además, absorben los mayores esfuerzos provenientes de las cargas de sismo.

Según la Norma E.060 de concreto armado, los espesores de las placas deben ser menores a las siguientes condiciones:

- Las placas deben ser mínimo de 10 cm de espesor, pero lo recomendable es de 15 a 30 cm dependiendo la cantidad de pisos.
- $1/25$ de la altura entre los elementos que brinden apoyo lateral a la placa.

- Se consideran muros estructurales, aquellos que bajen hasta la cimentación, el resto es tabiquería.

Tomando en cuenta todas las consideraciones anteriores.

- En la dirección X, se consideran muros perimetrales de 20cm, los cuales tomarán las fuerzas sísmicas en esa dirección y no tendría problemas con respecto a las derivas.
- En la dirección Y, se observa que puede tener problemas de rigidez debido a la poca cantidad de placas. Por ello, se coloca las placas de 30cm en las paredes del ascensor, también se coloca placas en forma de L de 25cm, dando mayor rigidez y 2 placas en el centro de la estructura de 25cm, para poder cumplir los requerimientos de las derivas.

4 METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas es un paso previo al diseño de elementos estructurales. Además, sirve como herramienta de comparación para verificar que los valores de cargas obtenidos en el software Etabs y SAP2000 estén acorde a los valores del metrado manual. Para el metrado se dividen las cargas en carga muerta (CM) y carga viva (CV).

Los valores de pesos unitarios y sobrecargas han sido detallados a continuación, de acuerdo a la Norma E.0.20 del RNE.:

- | | |
|-----------------------|-------------------------|
| • Concreto armado | 2 400 kg/m ³ |
| • Muro de albañilería | 1 800 kg/m ³ |
| • Aligerado de 20cm | 300 kg/m ² |
| • Piso terminado | 100 kg/m ² |

4.1 METRADO DE LOSAS ALIGERADAS

El metrado consiste en determinar una franja tributaria de 40 cm de ancho, que toma como eje el centro de la vigueta. Las cargas se distribuyen en una dirección, las cuales están apoyadas sobre

las vigas peraltadas y/o placas. En nuestro caso, se desarrolla el metrado de 2 tramos que son continuos con losas macizas en sus extremos, por lo que se analiza como si fueran las esquinas empotradas y la parte central como un apoyo simple, mostrado en la figura 4-1.

Carga Muerta:

Peso Propio (aligerado h=20cm)	= $300 \times 0.4 = 120 \text{ kg/m} = 0.12 \text{ tn/m}$
Piso Terminado	= $100 \times 0.4 = 40 \text{ kg/m} = 0.04 \text{ tn/m}$
Peso Tabique	= $1800 \times 0.15 \times 2.55 \times 0.40 = 275.4 \text{ kg} = 0.28 \text{ tn}$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga (vivienda)} = 200 \times 0.4 = 80 \text{ kg/m} = 0.08 \text{ tn/m}$$

Luego, de tener las cargas de metrado, se modelan los dos tramos con sus cargas aplicadas y sus tipos de apoyo:

- Paño 1 – Paño 2, Eje 3 – 5 & C – D, Longitud 1 = Longitud 2 = 5.1 m
 - Peso Propio = 0.12 tn/m
 - Piso terminado = 0.04 tn/m
 - Sobrecarga = 0.08 tn/m

$$W_u = 1.4 \times (0.12 + 0.04) + 1.7 \times (0.08) = 0.36 \text{ tn/m}$$

$$P_u (\text{tabique perpendicular}) = 1.4 \times 0.28 = 0.39 \text{ tn}$$

De esta manera con las cargas metradas se hace la representación analítica

- Paño 1, Eje 3 – 5 & C - D:

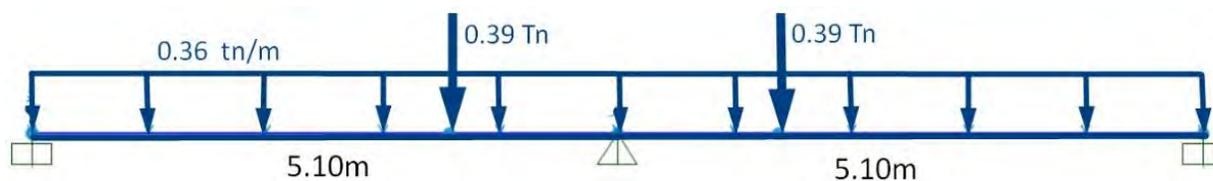


Figura 4-1 Modelo estructural para vigueta de carga última

4.2 METRADO DE LOSAS MACIZAS

El metrado de las losas macizas se realiza por unidad de un metro cuadrado, debido a que trabajan en ambas direcciones. Además, que las cargas de la losa son distribuidas a sus cuatro lados. El desarrollo del modelo se hizo en SAP2000. Se consideraron los dos paños continuos de losa maciza y las losas aligeradas que lo conectan, debido a que el acero correrá por esos paños y se puede obtener un modelo más real, mostrado en la figura 4-2. A continuación, se hace el metrado de CM y CV por m² en toda el área distribuida.

Carga Muerta:

$$\text{Peso Propio (h=20cm)} = 2400 \times 0.2 = 480 \text{ kg/m}^2 = 0.48 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Piso Terminado} = 100 \text{ kg/m}^2 = 0.1 \text{ tn/m}^2$$

$$\text{Peso Tabique distribuido 1} = 1800 \times 0.15 \times 2.55 \times 24.24 = 16690 \text{ kg-m} = 16.68 \text{ tn}$$

$$\text{Peso Tabique distribuido 2} = 1800 \times 0.15 \times 2.55 \times 22.70 = 15630 \text{ kg-m} = 15.63 \text{ tn}$$

Carga Viva:

$$\text{Sobrecarga (vivienda)} = 200 \text{ kg/m}^2 = 0.2 \text{ tn/m}^2.$$

- Paño 1, Eje 5 – 6 & C - D:
 - Área = $5.45 \times 6.3 = 34.3 \text{ m}^2$, entonces Peso de tabique = $16.68 / 34.3 = 0.43 \text{ tn/m}^2$
 - Peso Propio = 0.48 tn/m^2
 - Piso terminado = 0.10 tn/m^2
 - Tabiquería = 0.43 tn/m^2
 - Sobrecarga = 0.20 tn/m^2

$$W_u = 1.4 \times (0.48 + 0.10 + 0.43) + 1.7 \times (0.20) = 1.75 \text{ tn/m}^2.$$

- Paño 2, Eje 6 – 7 & C - D:
 - Área = $7.4 \times 6.3 = 46.62 \text{ m}^2$, entonces Peso de tabique = $15.63 / 46.62 = 0.34 \text{ tn/m}^2$
 - Peso Propio = 0.48 tn/m^2
 - Piso terminado = 0.10 tn/m^2
 - Tabiquería = 0.34 tn/m^2
 - Sobrecarga = 0.20 tn/m^2

$$W_u = 1.4 \times (0.48 + 0.10 + 0.34) + 1.7 \times (0.20) = 1.63 \text{ tn/m}^2.$$

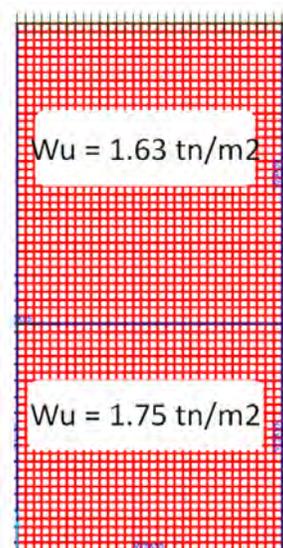


Figura 4-2 Modelo de la losa maciza en 2D, mostrado en rojo

4.3 METRADO DE VIGAS

El metrado de cargas de las vigas provienen de las losas que se encuentran alrededor de la viga, el propio peso de la viga, tabiques y parapetos; y las cargas sísmicas son cargas laterales por dicho evento.

En este caso se hace el metrado de la viga V: 25X55 en el Eje 4, que está conformado por 5 tramos, los cuales son simétricos en ambos lados, lo cual los tramos 1 y 5; 2 y 4 son iguales respectivamente. Tomar en cuenta que el tramo 1 y tramo 5 se encuentran en volado, y de alguna manera pueden cargar las vigas verticales que se apoyan parcialmente en el volado. Para el metrado de la viga, se realiza los tres primeros tramos, los cuales se realizarán a continuación.

- Tramo 1 y Tramo 5

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 0.55$ = 0.33 tn/m
 - Peso carga puntual de viga CM = 8.60 tn
 - Peso carga puntual de viga CV = 2.80 tn
- $$W_u = 1.4 \times (0.33) = 0.46 \text{ tn/m}$$
- $$P_u = 1.4 \times (8.60) + 1.7 \times (2.80) = 16.80 \text{ tn}$$

- Tramo 2 y Tramo 4

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 0.55$ = 0.33 tn/m
- Peso aligerado = 0.3×5.0 = 1.50 tn/m
- Piso terminado = 0.1×5.0 = 0.50 tn/m
- Peso tab1 = $1.8 \times 2.55 \times 0.15$ = 0.69 tn/m
- Peso tab2 puntual = $1.8 \times 2.55 \times 0.15 \times 2.2$ = 1.51 tn
- S/C = 0.2×5.0 = 1.00 tn/m

$$W_u = 1.4 \times (0.33 + 1.50 + 0.50 + 0.69) + 1.7 \times (1.00) = 5.93 \text{ tn/m}$$

$$P_u = 1.4 \times (1.51) = 2.11 \text{ tn}$$

- Tramo 3

- Peso propio = $2.4 \times 0.25 \times 0.55$ = 0.33 tn/m
- Peso losa maciza = $2.4 \times 0.2 \times 1.50$ = 0.72 tn/m
- Piso terminado = 0.1×1.50 = 0.15 tn/m
- S/C = 0.2×1.50 = 0.30 tn/m

$$W_u = 1.4 \times (0.33 + 0.72 + 0.15) + 1.7 \times (0.30) = 2.19 \text{ tn/m}$$

En la Figura 4-3, muestra el modelo de las vigas del Eje 4.

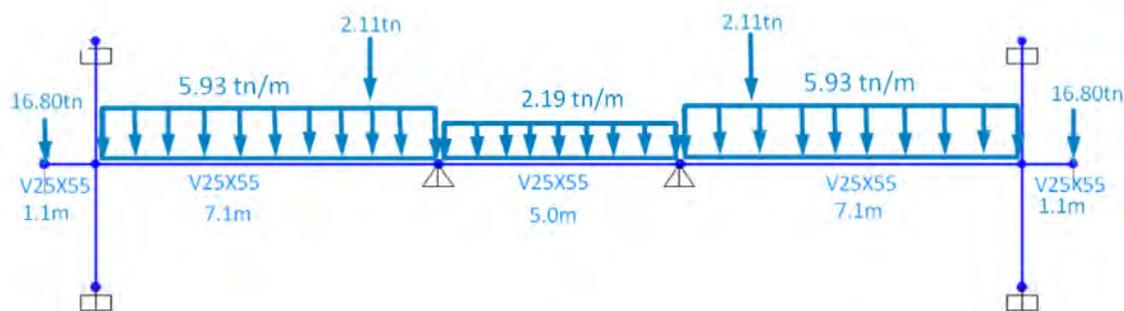


Figura 4-3 Modelo de la viga en SAP2000, con las cargas últimas.

4.4 METRADO DE VIGA CHATA

El metrado de la viga chata tiene el mismo concepto de metrado de las vigas peraltadas. Cabe destacar, que se llaman vigas chatas porque el peralte que tienen es similar al de la losa que se conecta, la cual en este caso es de 20 cm de peralte. Su función principal es cargar elementos no estructurales que puede generar una gran carga para la losa.

Se hace el metrado de la viga chata V: 0.40 X 0.20 del eje C.7 & 3 – 5, el cual está conectado a las losas macizas en sus extremos y un apoyo simple en el tramo central. Cada tramo tiene una longitud de 5.10m, como la medida tomada en el metrado de la losa aligerada anteriormente.

- Tramo 1 y Tramo 2

Carga Muerta:

- Peso propio = $2.4 \times 0.40 \times 0.20$ = 0.19 tn/m
- Peso de piso terminado = 0.10×0.4 = 0.04 tn/m
- Peso de tabique = $1.80 \times 0.15 \times 2.55$ = 0.69 tn/m

Carga Viva:

- Sobrecarga (vivienda) = 0.20×0.40 = 0.08 tn/m

Carga última:

$$W_u = 1.4 \times (0.92) + 1.7 \times (0.08) = 1.42 \text{ tn/m}$$

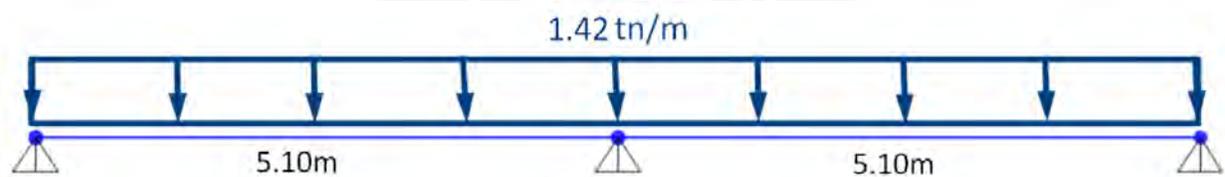


Figura 4-4 Modelo de la viga chata en SAP2000

4.5 METRADO DE COLUMNAS

El metrado de columnas se realiza mediante el cálculo de cargas muertas y vivas en un área tributaria. Las cargas que se consideran son el peso propio, losas aligeradas, losas macizas, vigas, tabiques y sobrecarga. Se puede aplicar la reducción de carga viva, si cumple que el área tributaria

sea mayor a 40 m² según indica la norma E.020 en el Artículo 10. A continuación se hace el metrado de la columna C03 - C25X60 del Eje C-6:

$$\text{Área Tributaria de Aligerado} = 1.65 \times 6.43 = 10.60 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Tributaria de Losa Maciza} = 3.25 \times 6.43 = 20.88 \text{ m}^2$$

Área Total Tributaria = 33.50 m², no se puede aplicar reducción de carga viva.

Piso 7:

- Peso propio = $2.40 \times 0.25 \times 0.80 \times 2.75 = 1.32 \text{ tn}$
- Peso aligerado = $0.30 \times 20.88 = 6.23 \text{ tn}$
- Piso terminado = $0.10 \times 33.5 = 3.35 \text{ tn}$
- Vigas 25 x 55 = $2.40 \times 0.25 \times 0.55 \times 15.0 = 5.00 \text{ tn}$
- S/C = $0.10 \times (33.5) = 3.35 \text{ tn}$

Piso 1 al 6:

- Peso propio = $2.40 \times 0.25 \times 0.80 \times 2.75 = 1.32 \text{ tn}$
- Peso aligerado = $0.30 \times 10.60 = 3.18 \text{ tn}$
- Peso losa maciza = $2.4 \times 0.2 \times 20.88 = 10.2 \text{ tn}$
- Piso terminado = $0.10 \times 33.5 = 3.35 \text{ tn}$
- Vigas 25 x 55 = $2.40 \times 0.25 \times 0.55 \times 15.0 = 5.00 \text{ tn}$
- Peso tab. En viga = $1.80 \times 2.55 \times 0.15 \times 5.0 = 3.44 \text{ tn}$
- Peso tabiquería = $0.43 \times 20.88 = 9.00 \text{ tn}$
- S/C = $0.20 \times (33.50) = 6.70 \text{ tn}$

$$\text{Peso total} = \text{Piso 7} + \text{Piso 1 al 6} = 19.25 \text{ tn} + 6 \times (42.2) = 276 \text{ tn}$$

4.6 METRADO DE PLACAS

El metrado de cargas se realiza de la misma forma que el metrado de columnas, en el que se calculan todas las cargas que se encuentran dentro de su área tributaria, y estas cargas son del peso propio, vigas, losas aligeradas, losas macizas, tabiquería y sobrecarga.

Se hace el metrado de las placas del eje 7 que están en la dirección X, que le denominaremos P1 y de la placa del cajón del ascensor entre los ejes 4 – 5 & E – F que se denominará P11:

- Placa P1:

Área Tributaria de Aligerado del piso 1 al 6	= 3.58 x 3.30	= 11.81 m ²
Área Tributaria de Aligerado del piso 7	= 3.58 x 9.55	= 34.20 m ²
Área Tributaria de Losa Maciza	= 3.58 x 6.00	= 21.50 m ²
Área de placa P1	= 0.20 x 10.85	= 2.17 m ²

Piso 7:

○ Peso propio	= 2.40 x 2.17 x 2.75	= 14.32 tn
○ Peso aligerado	= 0.30 x 34.20	= 10.26 tn
○ Piso terminado	= 0.10 x 34.20	= 3.42 tn
○ Vigas 25 x 55	= 2.40 x 0.25 x 0.55 x 10.74	= 3.54 tn
○ S/C	= 0.10 x 34.20	= 3.42 tn

Piso 1 al 6:

○ Peso propio	= 2.40 x 2.17 x 2.75	= 14.32 tn
○ Peso aligerado	= 0.30 x 11.81	= 3.54 tn
○ Peso losa maciza	= 0.48 x 21.50	= 10.32 tn
○ Piso terminado	= 0.10 x 34.20	= 3.42 tn
○ Vigas 25 x 55	= 2.40 x 0.25 x 0.55 x 10.74	= 3.54 tn
○ Peso tab. En viga	= 1.80 x 2.55 x 0.15 x 4.90	= 3.37 tn
○ Peso tabiquería	= 0.34 x 21.50	= 7.31 tn
○ S/C	= 0.20 x 34.20	= 6.84 tn

Peso total = Piso 7 + Piso 1 al 6

Peso total = 34.96 tn + 6 x (52.66) = 350.92 tn

- Placa P11:

Área Tributaria de Aligerado del piso 1 al 7	=	= 22.95 m ²
Área de placa P11	= 1.95 x 0.3 x 2 + 3.60 x 0.25	= 2.07 m ²

Piso 7:

○ Peso propio	= 2.40 x 2.07 x 2.75	= 13.66 tn
---------------	----------------------	------------

○ Peso aligerado	= 0.30 x 22.95	= 6.89 tn
○ Piso terminado	= 0.10 x 22.95	= 2.30 tn
○ Vigas 25 x 55	= 2.40 x 0.25 x 0.55 x 5.0	= 1.65 tn
○ S/C	= 0.10 x 22.95	= 2.30 tn

Piso 1 al 6:

○ Peso propio	= 2.40 x 2.07 x 2.75	= 13.66 tn
○ Peso aligerado	= 0.30 x 22.95	= 6.89 tn
○ Piso terminado	= 0.10 x 22.95	= 2.30 tn
○ Vigas 25 x 55	= 2.40 x 0.25 x 0.55 x 8.0	= 2.64 tn
○ Peso tabiquería	= 0.10 x 22.95	= 2.30 tn
○ S/C	= 0.20 x 22.95	= 4.59 tn

Peso total = Piso 7 + Piso 1 al 6 = 26.80 tn + 6 x (32.38) = 221.08 tn

4.7 METRADO DE ESCALERA

La escalera se comporta como una viga simplemente apoyada en una dirección, siendo los descansos como apoyos intermedios que se apoyan en los muros. Se toma una luz de 3.9m, con una garganta de espesor mínimo permitido de 15 cm. El metrado de cargas para 1 metro de ancho como se muestra a continuación:

○ Peso propio	= 2.40 x 0.15 x 1.25	= 0.45 tn/m
○ Piso terminado	=	= 0.10 tn/m
○ S/C	=	= 0.20 tn/m

Se realiza un modelo en SAP2000 para la escalera, la cual se modela como una viga. Además, se aplica la carga última de $(1.4CM + 1.7CV) = 1.11$ tn/m



Figura 4-5 Modelo de la escalera en SAP2000

4.8 METRADO TOTAL DE EDIFICACIÓN

Se hará el metrado total de gravedad del proyecto para corroborar futuros valores de peso de la edificación para el análisis estático en el capítulo 5 de Análisis sísmico.

- Peso de losas aligeradas:
 - Área total de losa aligerada del piso 1 al 6 = 528 m²
 - Área total de losa aligerada del piso 7 = 850 m²
 - Peso de la losa del piso 1 al 6 = $550 \times 0.3 \text{ tn/m}^2 = 158 \text{ tn}$, entonces Peso del piso 1 al 6 = 950 tn
 - Peso de la losa del piso 7 = $852 \times 0.3 \text{ tn/m}^2 = 256 \text{ tn}$
 - Peso total de aligerado = 1 206 tn
- Peso de la losa maciza:
 - Área de losa maciza = 330 m²
 - Peso de la losa maciza = $2.4 \times 0.2 \times 330 = 158 \text{ tn}$, entonces peso del piso del 1 al 6 = $158 \times 6 = 950 \text{ tn}$
Peso total de la losa maciza = 950 tn
- Peso de piso terminado:
 - Área = 850 m², entonces peso del piso 1 al 6 = $850 \times 0.1 \text{ tn/m}^2 \times 6 = 510 \text{ tn}$
- Peso de vigas
 - Metro lineal por piso = 312 m
Peso de vigas del piso 1 al 7 = $2.4 \times 0.55 \times 0.25 \times 312 \times 7 = 720.70 \text{ tn}$
- Peso de columnas y placas
 - Metro lineal de columna y placa = 51 m
Peso del piso 1 al 7 = $2.4 \times 51 \times 0.25 \times 2.75 \times 7 = 590 \text{ tn}$.
- Peso de tabique
 - Área de paño de losa maciza 1 del piso 1 al 6 = $5.45 \times 6.25 = 34.06 \times 4 = 136.4 \times 6 = 818.4 \text{ m}^2$
 - Área de paño de losa maciza 2 del piso 1 al 6 = $6.25 \times 7.45 = 46.60 \times 4 = 186.4 \times 6 = 1117.4 \text{ m}^2$
 - Área de losa aligerada del piso 1 al 6 = 550 m²
 - Peso de losas macizas = $818.4 \times 0.43 + 1117.4 \times 0.34 = 731.83 \text{ tn}$

- Peso de tabiquería en losas aligeradas del piso 1 al 6 = $550 \times 0.2 \times 6 = 660$ tn
Peso total de tabiquería = 1 392 tn.

■ Sobrecarga del edificio

- Área del edificio = 850 m²
- Peso del piso 1 al 6 = $850 \times 0.2 \text{tn/m}^2 \times 6 = 1\,020$ tn
- Peso del piso 7 = $850 \times 0.1 \text{tn/m}^2 = 85$ tn
Peso total de sobrecarga = 1 105 tn

Entonces, el peso total del edificio = 6 473.3 tn

5 ANÁLISIS SÍSMICO

5.1 GENERALIDADES

El análisis sísmico es uno de los pasos previos antes del diseño estructural, debido a que tenemos que tomar en cuenta las consideraciones de que nuestra región es una zona altamente sísmica. Por ello, es necesario que todas las estructuras que se diseñan, deben cumplir la norma E.0.30 de Diseño Sismorresistente. Para ello, se realizó un modelo tridimensional del proyecto con todos los elementos estructurales, usando solicitaciones sísmicas reducidas con un modelo de comportamiento elástico en el software Etabs.

5.2 PARÁMETROS

Los factores que se utilizan para determinar el análisis modal espectral se muestran en la Tabla 5-1:

Tabla 5-1 Parámetros sísmicos según la norma E.030

Factor	
Factor de Zona “Z”	Z = 0.45 – Porque la edificación se encuentra en Lima.
Factor de Uso “U”	U = 1.00 – Uso de vivienda multifamiliar
Factor de Suelo “S” Periodos “Tp” y “Tl”	S = 1.00, Tp = 0.4 s, Tl = 2.5 s – Porque es un suelo bueno.
Factor de amplificación Sísmico “C”	Se determina teniendo el valor del periodo en la dirección X-X e Y-Y, a partir de las siguientes fórmulas: T < Tp, C = 2.5

	$T_p < T < T_L: C = 2.5 \times (T_p/T)$ $T > T_L: C = 2.5 \times (T_p \times T_{IL} / T^2)$
Factor de Reducción "Ro"	Se considera $R = 6$ porque es un sistema de muros de concreto armado. Pero se toma en cuenta las esquinas entrantes en ambas $I=0.9$, direcciones de Eje X y Eje Y. $R_x = R_y = 5.4$

- Peso del edificio (P)

Este valor se determina mediante cálculos manuales o metrado del edificio, como también mediante los softwares de análisis sísmicos. Para edificaciones de categoría C se toma el 100% de la CM, el 25% de la CV y en azoteas y techos se tomará el 25% de la CV.

5.3 MODELO SÍSMICO TRIDIMENSIONAL

El modelo sísmico de la edificación se presenta como una estructura de muros de concreto armado como los elementos principales que dan la rigidez ante fuerzas sísmicas. El análisis sísmico nos brinda información de los desplazamientos máximos del edificio como sus periodos de vibración, los diagramas de fuerza cortante y momentos flectores, los cuales sirven como base para los diseños de los elementos estructurales. A continuación, se presenta el modelo desarrollado en 3D:

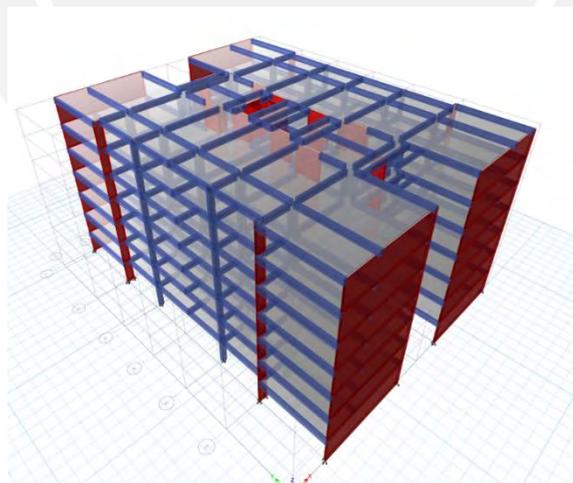


Figura 5-1: Modelo tridimensional

5.4 ANÁLISIS MODAL DE LA ESTRUCTURA

Los modos de vibración están acorde a la cantidad de pisos. Cada nivel cuenta con 3 modos de vibración. Por ello, al tener 7 pisos, se tendrá 21 modos de vibración, que se muestran a continuación en la Tabla 5-2:

Tabla 5-2: Periodos en la dirección x-x y en la dirección y-y

Modal	Período	UX	UY
	segundos		
1	0.613	0.000	0.734
2	0.36	0.662	0.000
3	0.284	0.044	0.001
4	0.167	0.000	0.146
5	0.087	0.199	0.000
6	0.077	0.000	0.061
7	0.067	0.010	0.000
8	0.045	0.000	0.031
9	0.042	0.049	0.000
10	0.033	0.002	0.000
11	0.031	0.000	0.017
12	0.029	0.019	0.000
13	0.024	0.000	0.008
14	0.022	0.004	0.000
15	0.022	0.005	0.000
16	0.02	0.000	0.003
17	0.019	0.004	0.000
18	0.018	0.001	0.000
19	0.017	0.001	0.000
20	0.015	0.000	0.000
21	0.014	0.000	0.000

Del análisis modal, se obtiene que los modos más importantes en la dirección X son los modos 2, 5 y 9, cuya suma de porcentaje de masa efectiva es 91%. En la dirección Y, los modos más importantes son los modos 1, 4 y 8 que dan un porcentaje de masa efectiva de 91.1%. También se observa, que el periodo fundamental de la estructura en la dirección X está definido por el modo 2 y en la dirección Y por el modo 1. Además, con esos valores podemos determinar el factor “C” de amplificación sísmica.

$$T_x = 0.36s < T_p = 0.4, \text{ por ello, } C_x = 2.50$$

$$T_y = 0.61s > T_p = 0.4, \text{ por ello, } C_y = 1.63$$

5.5 ANÁLISIS ESTÁTICO

La fuerza cortante del edificio se calcula mediante la expresión mostrada a continuación usando los valores determinados de los periodos principales del edificio hallados en el punto 5.4:

$$V = \frac{ZUCS}{R} * P$$

Siendo $C/R \geq 0.125$

De esa manera se determinan los siguientes valores:

$$Z = 0.45, U = 1.0, S = 1.0, C_x = 2.5, C_y = 1.63, R_x = 5.4, R_y = 5.4$$

El peso del edificio P se halla a partir de la siguiente sumatoria de masas:

Tabla 5-3: Peso del edificio obtenido del modelo 3D, para compararlo con metrado manual

Pisos	UX	UY
	ton-s ² /m	ton-s ² /m
Piso7	57.4	57.4
Piso6	99.1	99.1
Piso5	99.5	99.5
Piso4	99.5	99.5
Piso3	99.5	99.5
Piso2	99.5	99.5
Piso1	100.4	100.4

Masa Total	655.0	
Peso Total	6 425.8	

Aplicando la fórmula anterior y teniendo el peso del edificio mediante el software Etabs y comparado con el metrado manual $P = 6\,527\text{tn.}$, se puede determinar la cortante basal en las 2 direcciones y por ser irregular se considera que la fuerza cortante basal dinámico debe ser por lo menos al 90% de la fuerza cortante obtenido por el análisis estático:

- $V_x = 1373.97\text{ tn}$, además la fuerza cortante es del 90% $V_x = 1\,236.00$
- $V_y = 895.83\text{ tn}$, además la fuerza cortante es del 90% $V_y = 716.72$

5.6 ANÁLISIS DINÁMICO

El análisis dinámico se realiza mediante el método de superposición modal espectral. Este método calcula los periodos y formas modales para cada modo de vibración del edificio, luego se calcula la respuesta espectral, que está definido por los parámetros sísmicos anteriormente mencionados, para cada modo y finalmente se combinan usando el método CQC. Además, se realiza utilizando un amortiguamiento al 5% en el espectro de diseño. Los cuales nos brindó los siguientes valores de fuerzas cortantes de entrepiso y la fuerza cortante basal de la edificación en el primer piso:

Tabla 5-4: Fuerzas cortantes de entrepiso y cortante basal dinámico en dirección X e Y

Piso	V_x (tn)	V_y (tn)
Piso7	236	176
Piso 6	467	326
Piso 5	638	440
Piso 4	767	529
Piso 3	863	602
Piso 2	929	654
Piso 1	965	696

Entonces es necesario amplificar los valores de la fuerza cortante dinámico, para que cumpla por lo menos el 90% de la cortante basal estática.

- Factor en X: $V_{\text{estático}} / V_{\text{dinámico}} = 1\,236 / 965 = 1.28$
- Factor en Y: $V_{\text{estático}} / V_{\text{dinámico}} = 716.7 / 696 = 1.03$

5.7 VERIFICACIÓN DE SISTEMA ESTRUCTURAL

El proyecto se toma como un sistema estructural de muros o placas de concreto armado, por lo que el valor de $R = 6$. Para que se verifique esta afirmación, la resistencia sísmica de los muros estructurales debe actuar por lo menos el 70% de la fuerza cortante basal. Además, se les asigna a todos los muros estructurales un pier "P1". De esa manera, se muestra los resultados de cortantes basales en las dos direcciones X e Y que se muestra en la siguiente Tabla 5-5:

Tabla 5-5: Fuerza que recibe los muros en dirección X e Y

	V2 (tn)	V3 (tn)
Piso1	904.3	641.1

Cortante Basal dinámico x-x = 965.39 tn, lo cual obtiene el 94%, por lo cual cumple con $R_x = 6$
 Cortante Basal dinámico y-y = 696.45 tn, lo cual obtiene el 92%, por lo cual cumple con $R_y = 6$.
 De esta manera se comprueba que el valor asumido de $R = 6$ de muros estructurales es correcto.

5.8 DERIVAS DE ENTREPISO

A partir del análisis dinámico, se determinan los desplazamientos laterales elásticos del edificio, pero para considerar los desplazamientos inelásticos se le multiplica el valor "R" x 0.85. En este caso sería $5.4 \times 0.85 = 4.59$. Recordar que altura de entrepiso $H = 2.75\text{m}$. Luego, se debe verificar que la deriva máxima no debe exceder de 0.007 porque es una estructura de concreto armado, según la Norma E-030. Tomar en cuenta que la deriva se determina por la diferencia del desplazamiento contiguo al piso inferior y multiplicado por el factor "Rx0.85" y finalmente dividido entre la altura del piso. En las siguientes tablas mostramos los resultados del análisis en las direcciones X e Y.

Tabla 5-6: Deriva en la dirección X-X, valores menores a 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto (cm)	Desplazamiento relativo elástico (‰)	Desplazamiento relativo inelástico (‰)	DERIVA (‰)

7	1.18	2.0	9.2	3.3
6	0.98	2.0	9.2	3.3
5	0.78	2.1	9.6	3.5
4	0.57	2.0	9.2	3.3
3	0.37	1.7	7.8	2.8
2	0.20	1.3	6.0	2.2
1	0.07	0.7	3.2	1.2

Tabla 5-7: Deriva en la dirección Y-Y, valores menores a 0.007

Piso	Desplazamiento absoluto (cm)	Desplazamiento relativo elástico (‰)	Desplazamiento relativo inelástico (‰)	DERIVA (‰)
7	1.83	2.4	11.0	4.0
6	1.59	2.7	12.4	4.5
5	1.32	3.1	14.2	5.2
4	1.01	3.2	14.7	5.3
3	0.69	3.2	14.7	5.3
2	0.37	2.5	11.5	4.2
1	0.12	1.2	5.5	2.0

Los resultados muestran que en ambas direcciones no exceden la deriva máxima de 0.007
Deriva máxima en X es 0.0033 y la deriva máxima en Y es 0.0053.

5.9 VERIFICACIÓN DE IRREGULARIDADES

La verificación de las irregularidades en altura (Ia) y planta (Ip) se evalúa porque en edificaciones tipo C y en la zona 4, no permiten irregularidades extremas.

En primer lugar, se analiza la irregularidad en altura:

- Irregularidad de Rigidez – Piso Blando, Irregularidad extrema de rigidez
- Irregularidad de Resistencia – Piso débil, Irregularidad extrema de resistencia

A continuación, se muestran los resultados de la irregularidad de rigidez:

Tabla 5-8: Valores de rigidez lateral en la dirección X-X

Piso	Rigidez Lateral (tn/m)	Ratio respecto a piso superior	Ratio respecto a los 3 pisos superiores
7	151 447.2		
6	287 036.5	1.90	
5	393 996.7	1.37	
4	501 558.3	1.27	1.81
3	649 477.2	1.30	1.65
2	903 214.8	1.39	1.75
1	1 728 707.9	1.91	2.52

Tabla 5-9: Valores de rigidez lateral en la dirección Y-Y

Piso	Rigidez Lateral (tn/m)	Ratio respecto a piso superior	Ratio respecto a los 3 pisos superiores
7	74 858.0		
6	123 491.2	1.65	
5	149 423.5	1.21	
4	170 727.1	1.14	1.47
3	201 467.8	1.18	1.36
2	269 002.9	1.34	1.55
1	600 502.9	2.23	2.81

Mostrados los resultados anteriores, se observa que cumple con los requerimientos de la Norma E.030 de no tener irregularidad por altura por piso blando, porque la rigidez lateral es menor al 70% del nivel inmediato superior, o menor al 80% del promedio de las rigideces laterales de los 3 niveles superiores. De igual manera, cumple rigidez extrema, porque la rigidez lateral es mayor al 60% del nivel inmediato superior y mayor al 70% del promedio de las rigideces laterales de los 3 niveles superiores.

Con respecto a piso débil (Resistencia), cumple que la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es mayor al 80% de la resistencia inmediato superior. De igual manera, cumple la extrema resistencia, porque la resistencia de un entrepiso frente a fuerzas cortantes es mayor al 65% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

En segundo lugar, se analiza irregularidad en planta:

- Irregularidad torsional – Irregularidad torsional extremo

Tabla 5-10: Valores de desplazamientos relativos promedio de los extremos de entrepiso en X-X

Piso	Deriva x-x (‰)	Ratio Maximo / Promedio
7	3.3	1.28
6	3.3	1.28
5	3.5	1.28
4	3.3	1.28
3	2.8	1.28
2	2.1	1.28
1	1.1	1.28

Tabla 5-11: Valores de desplazamientos relativos promedio de los extremos de entrepiso en Y-Y

Piso	Deriva y-y (‰)	Ratio Maximo / Promedio
7	4.0	1.03
6	4.5	1.03
5	5.2	1.03
4	5.3	1.03
3	5.3	1.02
2	4.2	1.02
1	2.0	1.03

Mostrados los resultados anteriores, se determina que cumple con los requerimientos de la Norma E.030 de no tener irregularidad torsional en planta. Ya que los desplazamientos relativos

promedios en los extremos del mismo entrepiso son menores a 1.3 veces que el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del edificio.

En conclusión, no tenemos irregularidades en planta y altura, excepto la irregularidad de esquinas entrantes en ambas direcciones X e Y. Por lo que el valor de $I_p = 0.9$ e $I_a = 1$.

Entonces: $R = R_o * I_a * I_p$

De esa manera se verifica que:

- $R_x = 6 \times 0.9 = 5.4$
- $R_y = 6 \times 0.9 = 5.4$

Adicionalmente, se halla el desplazamiento máximo de azotea en la dirección X de 0.98cm y en la dirección Y de 2.01cm.

Finalmente, con respecto a la junta sísmica, no aplica porque el bloque multifamiliar no colinda a otro edificio.

6 CONOCIMIENTOS PREVIOS DE DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES DE CONCRETO ARMADO

6.1 CONSIDERACIONES GENERALES

El diseño de los elementos estructurales es mediante el Diseño por Resistencia, mediante la aplicación de las cargas amplificadas en servicio a un estado de cargas últimas. Además, se disminuye las resistencias nominales de rotura, con factores de reducción mostrados en el capítulo 1.

6.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se realiza en los elementos que tienen esfuerzos de flexión considerables y fuerzas de compresión axial despreciables. Este diseño se utilizará en el diseño de losas aligeradas, losas macizas, vigas peraltadas, vigas chatas y zapatas.

Para realizar el diseño por resistencia, se consideran las siguientes hipótesis de los elementos que se analizarán:

- Se cumple la hipótesis de Navier, afirmando que las secciones planas permanecen planas, lo cual permite, que las distribuciones de esfuerzos unitarios en su sección transversal sean planas.
- Se asume que el concreto en tracción es despreciable y que solo el acero de refuerzo trabaja en tracción.
- Se considera que existe una perfecta adherencia entre el concreto y el acero.
- La deformación unitaria de falla del concreto = 0.003.
- Para el concreto en compresión se puede representar de forma rectangular visto en elevación, con un esfuerzo homogéneo de 85% F'_c y con una distancia con respecto al eje neutro de la cara transversal de un 85%.

De esta manera, con las hipótesis anteriores, se usa la siguiente expresión para diseño por flexión:

$$M_u \leq \phi M_n$$

M_u = Momento último por flexión de la sección

M_n = Resistencia nominal por flexión de la sección, $\phi = 0.9$

Para el cálculo de la cuantía de acero necesaria por flexión se utilizó la siguiente expresión:

$$K_u = \frac{M_u}{b * d^2}$$

b = ancho de la sección aplicado a flexión

d = peralte efectivo de la sección

Además:

$$K_u = \phi f'_c * w(1 - 0.59w)$$

Despejando w , se permite calcular la cuantía " ρ " a partir de la siguiente fórmula:

$$\rho = w * \frac{f'_c}{f_y}$$

De esa manera se puede hallar el acero requerido “As”, a partir de:

$$As = \rho * b * d$$

Adicionalmente, se puede determinar la longitud del bloque en compresión “a”

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

- Acero Mínimo: es el acero mínimo para que se produzca una falla dúctil en el elemento, es decir, que el concreto llegue a su deformación máximo cuando el acero se encuentre en su rango plástico o de fluencia.

$$As. \text{ min es } \phi Mn = 1.2 Mcr$$

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

Donde, Fr = resistencia nominal del concreto a tracción, donde $Fr = 2 * \sqrt{f'c}$

Yt = distancia a la fibra más externa en tracción, desde el eje neutro

- Acero máximo: es el valor máximo de acero para que la sección no llegue a tener una falla balanceada, en la cual el acero y el concreto fallan en el mismo tiempo. la Norma E0.060 considera que la cuantía de acero en la sección, no debe ser mayor al 75% de la cuantía balanceada.

$$Ab = 0.85 * B * \frac{f'c}{f} * \frac{Ecu}{Ecu + 0.0021}$$

$$Acero \text{ Máximo} = 0.75 * Ab$$

- Corte de refuerzo: el corte de los bastones, tendrá una longitud mínima de desarrollo mayor de “d” (peralte efectivo) o 12 veces el “db” (diámetro de varilla) medida a partir del punto teórico de corte donde ya no es necesario resistir la flexión. Además, la longitud del bastón debe ser como mínimo la longitud de desarrollo en tracción según el diámetro de la barra, mostrado en el siguiente Tabla 6.1.

Tabla 6-1: Longitudes mínimas de desarrollo de acero

Diámetro de la barra	Longitud de desarrollo en tracción (cm)	
	Inferior	Superior
8mm	30	40
3/8"	35	45
1/2"	45	60
5/8"	60	75
3/4"	70	90
1"	110	145

6.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN - COLUMNAS

El diseño por flexocompresión se da cuando las cargas son generadas por la combinación de las cargas axiales y los momentos flectores, debido a su propio peso y al peso de las vigas, losas y tabiques dentro de su área tributaria.

Para el diseño de las columnas, se toman dos consideraciones resaltantes: la primera se da cuando las columnas son sometidas a cargas sísmicas y solicitaciones de carga muerta y carga viva que generan en dos direcciones momentos flectores. En este caso, se diseñan las columnas por flexocompresión biaxial. Sin embargo, y he aquí la segunda consideración, si la estructura tiene una alta cantidad de placas, que aportan una gran rigidez lateral, se da una configuración a las columnas que únicamente trabajan únicamente en flexocompresión uniaxial, que en nuestro caso es el que se aplica.

Cuando la carga axial última (P_n) en la columna es menor que $0.1 \times f'_c \times A_g$ (Área bruta de la sección) se considera como un elemento sometido a flexión simple y, si P_u es mayor, se diseña por flexocompresión.

Para el desarrollo de construir el diagrama de interacción, se verifican las combinaciones de P_n y M_n para la variación del eje neutro “c” que generan diferentes casos de la columna.

Se consideran diferentes factores de reducción correspondiente al tipo de falla del elemento.

- $P_n \geq 0.1 \times f'_c \times A_g$, entonces, $\phi = 0.7$ para columnas con estribos
- $0 < P_n < 0.1 \times f'_c \times A_g$, entonces $0.7 < \phi < 0.9$
- $P_n \leq 0$, entonces $\phi = 0.9$

Además, se delimita la compresión máxima considerando el factor α , que se muestra a continuación:

Flexión Pura: la compresión pura, sin flexión, no se da muy a menudo en las columnas, pero la norma establece dicho punto a partir de la siguiente fórmula:

$$P_o = \alpha * \phi * (A_{st} * f_y + 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}))$$

Dónde: P_o = Resistencia a compresión pura

A_{st} = Área de acero

Columnas con estribos: $\alpha = 0.8$, $\phi = 0.7$

De esta forma, se puede graficar el diagrama de diseño. Se determina los puntos claves como son los puntos de falla por compresión pura (A), compresión con flexión menor (C), el punto de falla balanceada (D), flexión pura (E) y tracción pura (Pt), mostrado en la figura 6-1. Tomar en cuenta que cada combinación de diseño está representada por un punto y estos se deben ubicar dentro del diagrama de diseño para que cumpla el diseño de flexocompresión.

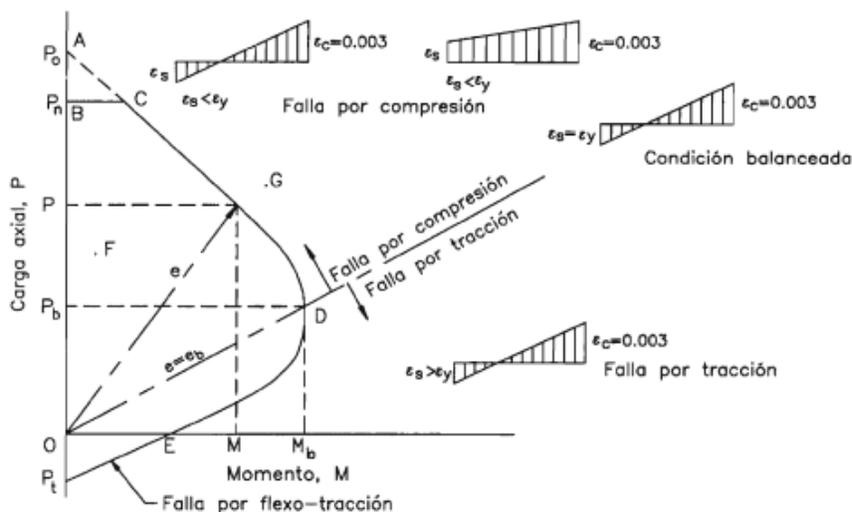


Figura 6-1: Diagrama de interacción (Harmsen, 2005)

6.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN – PLACAS:

El diseño de flexocompresión para el diseño de su refuerzo vertical varía dependiendo de la relación de la altura y largo de los muros.

- Muros esbeltos

Los muros esbeltos son aquellos que la relación es $H/L \geq 1$. Su comportamiento es similar al caso de las columnas. Lo cual, la falla más probable es la de tipo dúctil, debido a que la formación de rótulas plásticas en la base.

- Muros bajos

Los muros de este tipo son aquellos que la relación $H/L < 1$. La falla más probable es del tipo frágil, por tracción diagonal del elemento, donde la fuerza cortante es importante para el diseño. Su comportamiento es semejante a la de una viga de gran peralte y no al de un elemento en flexocompresión.

Para el cálculo de acero de refuerzo en los extremos de tracción: $M_u = \phi A_s * f_y * z$

Donde: $z = 0.4 * L (1 + H/L)$, si $0.5 < H/L < 1$

$$z = 1.2 * H, \quad \text{si } H/L \leq 0.5$$

6.5 DISEÑO POR CORTE

Los elementos estructurales se deben verificar por el diseño de corte. Deben resistir las fuerzas cortantes en la dirección transversal o plano del elemento.

La resistencia al corte (V_n) está vinculado a la resistencia del concreto (V_c) más la resistencia proporcionada por los estribos de acero (V_s).

$$\phi V_n \geq V_u, \text{ donde } \phi(V_c + V_n) \geq V_u$$

Donde $\phi = 0.85$ y el valor de V_c varía dependiendo el elemento:

6.5.1 Para elementos que se diseñan por flexión:

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

Tomar en cuenta que para el diseño de corte para viguetas de losas aligeradas se amplifica por 1.1. Adicionalmente, la resistencia de corte máximo que puede tener un elemento estructural viene mediante la siguiente fórmula:

$$\phi V_{max} = * 2.6 * \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

6.5.2 Para elementos que se diseñan por flexocompresión – Columnas:

$$\phi V_c = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * \left(1 + \frac{N}{140 + A}\right) * b_w * d$$

Donde: b_w = Ancho del alma, N_u = Fuerza de compresión sobre el elemento

Se debe cumplir: $V_s = A_v * f_y * d / s$

$$\phi V_n \geq V_u$$

Además, se tiene que verificar que V_u no exceda la cortante máximo:

$$\phi V_{max} = * \phi * (V_c + 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d)$$

6.5.3 Para elementos que se diseñan por flexocompresión – Placas:

$$\phi V_c = \phi A_{cw} (\alpha_c * \sqrt{f'_c})$$

Donde:

- El valor de $\alpha_c = 0.80$, si $h_m / l_m \leq 1.5$
- $\alpha_c = 0.53$, si $h_m / l_m \geq 2.0$
- $0.53 < \alpha_c < 0.80$, si h_m / l_m está entre 1.5 y 2.0

L_m = longitud total del muro, H_m = Altura total del muro

A_{cw} = Área bruta del alma = $0.8 \times L_m \times$ espesor

Debe cumplir que el valor de V_n no debe ser mayor que:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} * A_{cw}$$

Ahora dependiendo del valor de V_u , se toman una de las consideraciones:

Si V_u es menor que $0.27 \sqrt{f'_c} * A_{cw}$, la cuantía mínima debe ser:

- Cuantía horizontal ≥ 0.0020
- Cuantía vertical ≥ 0.0015
- El espaciamiento de refuerzo en cada dirección no debe ser mayor a 3 veces el espesor del muro ni 40cm.

Si V_u es mayor que $0.27 \sqrt{f'_c} * A_{cw}$, el refuerzo se calculará tomando las siguientes especificaciones:

- $V_s = A_{cw} * \rho_h * f_y$ ρ_h = cuantía horizontal con espaciamiento “s”
 $\rho_h = V_s / (f_y * A_{cw})$, donde $\rho_{h-min} = 0.0025$

- Para la cuantía de refuerzo vertical se calcula de la siguiente manera:

$$\rho_v = 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$$

El valor de ρ_v no es necesario que sea mayor que ρ_h , excepto cuando $H / L < 2$

- El espaciamiento “s” debe ser mayor a tres veces el espesor del muro (3t) ni de 40cm

Si el espesor del muro (t) es mayor que 20cm, se distribuye refuerzo horizontal y vertical por cortante en las dos caras del muro.

Para las fuerzas cortantes en los muros, según la Norma E0.60, especifica que su diseño debe ajustarse a la capacidad del acero y se mencionan el siguiente requerimiento para las cortantes de los muros:

$$V_u \geq V_{ua} * \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right),$$

Además considerar $M_n / M_{ua} \leq R$

V_{ua} y M_{ua} son cortantes y momentos amplificados del análisis. M_n es el momento nominal resistente del muro para una carga P_u .

Este análisis se debe usar hasta una altura del muro mayor a igual de los siguientes valores:

La longitud del muro (L_m), $M_u/4V_u$ o a la altura de los dos primeros pisos.

6.6 CONTROL DE DEFLEXIONES

El control de deflexión se da debido a que existen elementos estructurales que están sometidos a flexión que tienen desplazamientos relativos respecto a sus extremos apoyados.

Existen dos tipos de deflexiones: las deflexiones inmediatas, que suceden cuando se aplican las cargas al elemento estructural y la otra deflexión es debido al efecto de flujo plástico que es la deflexión por el pasar del tiempo.

Según la Norma E0.60, en el caso de losas y vigas que no cargan tabiques, se puede omitir el análisis de deflexión si cumplen con tener el peralte mayor a los valores mínimos en la siguiente Tabla 6-2:

Tabla 6-2: Espesor mínimo de elementos estructurales que no requieren verificación de deflexiones

	Espesor o peralte mínimo, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
Elementos	Elementos que no soporten o estén ligados a divisiones u otro tipo de elementos no estructurales susceptibles de dañarse debido a deflexiones grandes.			

Losas macizas en una dirección	L/20	L/24	L/28	L/10
Vigas y losas nervadas en una dirección	L/16	L/18.5	L/21	L/8

Además, la Norma E0.60 nos brinda distintos límites de deflexiones máximas para elementos estructurales que estén ligados a elementos no estructurales mostrados en la siguiente Tabla 6-3.

Tabla 6-3: Deflexiones máximas permitidas según la Norma E060

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

Para elementos que carguen tabiques, se procede al cálculo de las deflexiones, de la siguiente manera:

- **Deflexión inmediata**

Se determina la inercia agrietada indicada por la normal

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3 * I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_s}\right)^3\right] * I_{cr} \leq I_g$$

Donde: I_e = Inercia efectiva

I_g = Inercia bruta

I_{cr} = Inercia agrietada

M_{cr} = Momento de agrietamiento

M_s = Momento de servicio

Además, según la Norma E.060 nos brinda que la rigidez en flexión del elemento (E_c , I_e) es constante a lo largo del tramo y el momento de inercia efectivo será un promedio ponderado calculado de acuerdo a:

- En elementos continuos en ambos extremos

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

Dónde I_{e1} e I_{e2} son los momentos de inercia en las secciones extremas del tramo y I_{e3} es el momento de inercia de la sección central del tramo.

- Si el tramo sólo es continuo en un extremo:

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

Donde I_{e2} es el momento de inercia en la sección en el extremo continuo e I_{e3} es el momento de inercia en la sección central del tramo.

- Para elementos simplemente apoyados en ambos extremos, se usa el momento de inercia calculado para la sección central.
- Para elementos en voladizo, se usa el momento de inercia calculado para la sección en el apoyo del voladizo.

Se calcula la deflexión instantánea

$$\delta_{inst} = \delta_i * I_g / I_e$$

Donde, δ_i = Deflexión determinado por el software SAP2000, por carga muerta δ_m y carga viva δ_v .

- **Deflexión diferida**

Se calcula con las siguientes fórmulas

$$\delta_{dif} = \delta_{int} * \lambda$$

Donde:

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

Donde: ρ' = Cuantía de acero en compresión

ξ = Parámetro en función del tiempo de duración de la carga, en meses, se toma de valor de 2.0 para una deformación mayor a 5 años.

Además, se toma en cuenta, el valor de 30% de carga viva de diseño como carga sostenida con el tiempo.

6.7 REFUERZO DE TEMPERATURA

La Norma E0.60 indica que la cuantía mínima de acero, que va paralelo a la sección transversal de la vigueta, para controlar la fisuración por temperatura se muestra en la siguiente Tabla 6-4:

Tabla 6-4: Cuantía mínima para acero de temperatura

Tipo de barra	ρ
Barras lisas	0.0025
Barras corrugadas con $f_t < 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$	0.0020
Barras corrugadas o malla de alambre (liso o corrugado) de intersecciones soldadas, con $f_y > 4\ 200\ \text{kg/cm}^2$	0.0018

6.8 CONTROL DE FISURACIÓN

La fisuración en elementos de concreto armado son comunes, ya que el acero de refuerzo trabaja por flexión. Por ello, el concreto armado estará en tracción y el concreto no puede soportar los esfuerzos de tracción que genera la fisura en el elemento estructural.

Por esa razón, la Norma E0.60 en el artículo 9.9.3 especifica el parámetro “Z”. Este valor mide de manera indirecta el ancho de la fisura, siempre y cuando las condiciones del ambiente no sean agresivas. Se especifica un valor de “Z” menor o igual que 26000 kg/cm. El valor “Z” es hallado a partir de las siguientes ecuaciones:

$$Z = f_s \sqrt[3]{d c A_{ct}} \quad f_s = \frac{M_s}{0.9 d A_s} \quad A_{ct} = \frac{2 y_s b}{0.9 b A_s}$$

F_s = Esfuerzo en el acero (kg/cm²)

M_s = Momento flector en condiciones de servicio

d = Peralte efectivo de la sección (cm)

b = Ancho de la sección (cm)

d_c = Espesor del recubrimiento (mm) de concreto medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra

A_{ct} = Área efectiva del concreto en tracción (mm²) que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividido entre el número de barras

Y_s = Centroides del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

6.9 CONTROL DE PANDEO

Otro punto a tomar en cuenta es relacionado al pandeo, debido a que las columnas y placas deben tener dimensiones adecuadas con respecto a su altura para que no fallen.

- Para columnas debe cumplir:

$$\phi P_{cr} \geq 1.6 P_u$$

Donde:

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{k * h} \right)^2 * E * I - ef$$

Donde, $K = 1$, $\phi = 0.7$, H = altura efectiva, I -efectivo = $b \times h^3 / 12$, P_u = Carga axial.

7 DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

7.1 CONSIDERACIONES INICIALES

- El diseño de losas aligeradas se realiza por franja tributaria de una vigueta en forma de T, con un ancho superior de 40cm para momentos positivos y un ancho inferior de 10cm para momentos negativos. De esa manera se puede colocar el refuerzo positivo como negativo, respectivamente.
- Los momentos negativos son tomados a la cara de las vigas.
- Para el diseño por corte, que se obtiene el DFC a una distancia “d” de la cara del apoyo. Si no llegara a cumplir, se debe colocar ensanches en los extremos, aumentando el valor de $b = 10 \text{ cm}$ a un valor de $b = 20$ o 25 cm , o aumentando el peralte de las viguetas.

7.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se muestra a continuación el DMF de las losas aligeradas anteriormente metrados en el cap. 4.

Para nuestro caso de estudio, se obtiene:

- $A_{s-\text{min}} = 0.18\% b \cdot d = 0.31 \text{ cm}^2$
- $A_{s-\text{máx.}} = 1.59\% b \cdot d = 2.70 \text{ cm}^2$

Losa Aligerada Eje 3 – 5 & C – D:

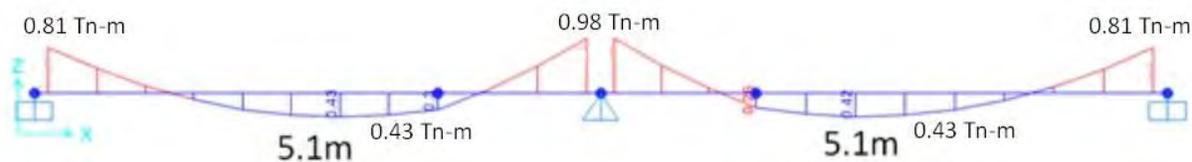


Figura 7-1 Diagrama de Momento flector de losa aligerada (tn-m)

Tabla 7-1: Diseño por flexión de losa aligerada

Mu (tn-m)	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Acero asumido
-0.81	10	17	1.38	2 ϕ 3/8"
0.43	40	17	0.68	1 ϕ 3/8"
-0.98	10	17	1.73	1 ϕ 3/8"+1 ϕ 1/2"

El corte de bastones se calcula de la mayor distancia entre estos valores

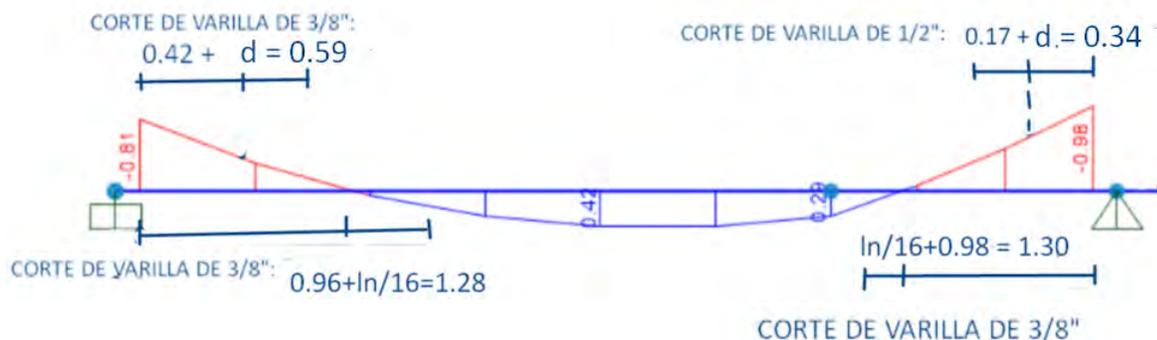
- $d = 17$ cm
- 12 veces d_b (ϕ 3/8") = 11.43 cm
- 12 veces d_b (ϕ 1/2") = 15.24 cm
- $L_n/16 = 31.8$ cm

Se usa la distancia de corte de $l_n/16 = 32$ cm para el bastón más largo en el momento negativo y $d = 17$ cm para el bastón más corto en los momentos en negativo.

Además, se sabe que:

- 1 ϕ 3/8" (0.71 cm²), $M = 0.46$ tn.m
- 1 ϕ 1/2" (1.29 cm²), $M = 0.81$ tn.m
- 2 ϕ 3/8" (1.42 cm²), $M = 0.89$ tn.m

Se realiza el corte de acero tomando en cuenta que las medidas son tomadas del eje en la Figura 7-2., luego se hace el corte de acero en la figura final de diseño de losa aligeradas tomadas las medidas de corte a la cara.

**Figura 7-2** Longitudes de corte de acero tomadas a la cara.

7.3 DISEÑO POR CORTE

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

- $\phi V_c = 1.44$ tn, entonces $V_c = 1.22$ tn
- $V_u = 1.13$ tn, sacado del DFC en el paño central, siendo el más crítico.

De esa manera se cumple que $\phi V_c > V_u$, no se necesitará ensanches.

7.4 ACERO DE TEMPERATURA

El acero de temperatura toma el valor de $A_{s-temp} = 0.0018bh = 0.36$ cm², que viene a ser un acero de 1 ϕ 8mm.

7.5 CALCULO DE DEFLEXIONES EN LOSA ALIGERADA

Para el cálculo de deflexión instantánea y diferida, se tiene que calcular antes los siguientes valores del paño central y los paños extremos.

- Paño central:

Tablas 7-2: Cálculos de deflexiones en losa aligerada en paño central

d	17	cm
d'	3	cm
As	0.7	cm ²
As'	0.0	cm ²
M(servicio)	0.3	ton-m
$Fr=2*f'c^{0.5}$	28.8	kg/cm ²
yt	13.21	cm
Ig	11 800	cm ⁴
$M_{cr+}=Fr*Ig/yt$	25 882	kg-cm
Icr	1 716	cm ⁴
Ie	8 192	cm ⁴
% de Ie	50%	

- Extremo de paño

Tablas 7-3: Cálculos de deflexiones en losa aligerada en paño extremo

d	17	cm
d'	3	cm
As	2.0	cm ²
As'	0.7	cm ²
M(servicio)	0.7	ton-m
yt	6.79	m
Ig	11 800	cm ⁴
Mcr	50 402	kg-cm
Icr	3 955	cm ⁴
Ie	6 646	cm ⁴
% de Ie	50%	

Entonces la inercia efectiva total de la losa aligerada es:

$$(50\%) \times 8\,192 + (50\%) \times 6\,646 = 7\,419 \text{ cm}^4.$$

Entonces:

Tablas 7-4: Cálculos de deflexiones totales en la losa aligerada

Deflexiones de modelo SAP2000		
δ_m	0.13	cm
δ_v	0.04	cm
Deflexión instantánea		
$\delta_{inst-m} = \delta_m * I_g / I_e$	0.21	cm
$\delta_{inst-v} = \delta_v * I_g / I_e$	0.07	cm
Deflexión diferida		
ρ'	0.00	
Ξ	2	
$\lambda = \Xi / (1 + 50 * \rho')$	2	
$\delta_{dif-m} = \delta_{inst-m} * \lambda$	0.41	cm
$\delta_{dif-v} * 30\% = 30\% * \delta_{inst-v} * \lambda$	0.04	cm
$\delta_{total} = \delta_{dif-m} + \delta_{inst-v} + 30\% \delta_{dif-v}$	0.50	cm

Finalmente, la verificación de deflexión por soportar o estar ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a las deflexiones grandes es de $L/480 = 1.06 \text{ cm}$. En nuestro caso, la deflexión total es de 0.50 cm , por lo que sí cumple con la norma peruana.

7.6 CALCULO DE FISURACIÓN

En el control de fisuración, se realiza el análisis para el paño central en la parte media con un momento de tracción (M-positivo), y en la zona del apoyo central con un momento en compresión (M-negativo).

Dónde $y_s = 3.0 \text{ cm}$

$d = 17.0 \text{ cm}$

$b_w = 10.0 \text{ cm}$

Tablas 7-5: Verificación de fisuración en losa aligerada

	Ms (tn-m)	As (cm ²)	N de barras	Fs (MPa)	Act	Z (Kn/mm)
M-positivo	0.3	0.7	1	270.8	6 000	14 390
M-negativo	0.7	2	2	230.8	3 000	9 740

Se observa que el valor de Z es menor a 26 000. Por lo tanto, la losa aligerada cumple con los parámetros de fisuración.

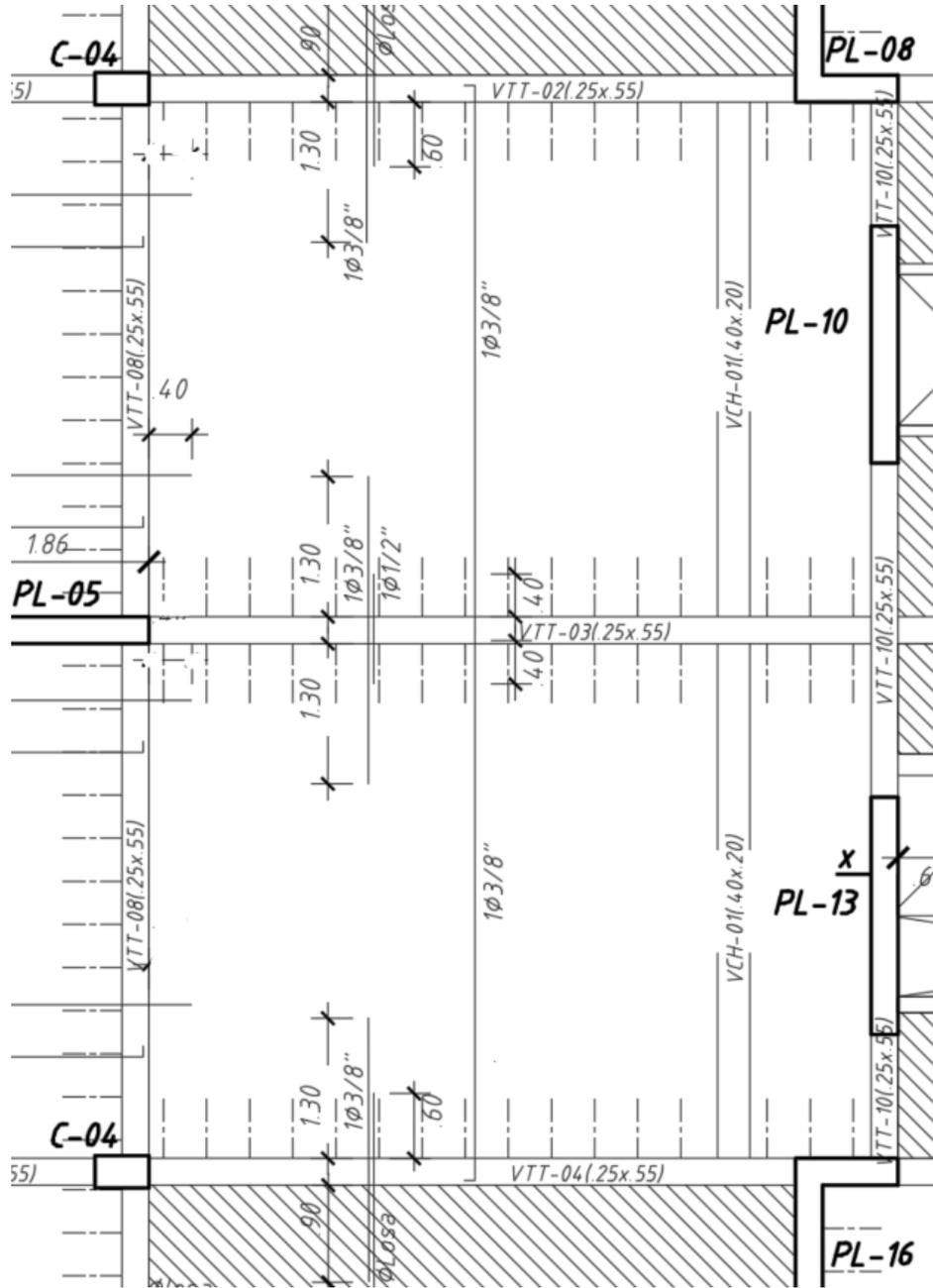


Figura 7-3: Diseño de losa aligerada

8 DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

8.1 CONSIDERACIONES INICIALES

- Para el diseño de las losas se considera un 1 metro de ancho tributario, además tiene un peralte $h = 20$ cm y recubrimiento $d = 3$ cm.
- El diseño se realizó en el software SAP2000, se modelaron las dos losas macizas continuas, unidas en sus bordes a las losas aligeradas, conectado con las vigas peraltadas. Se dividió la losa por elementos finitos de 20cm como losa tipo Shell.
- Para el diseño por flexión existe otra opción a parte del modelamiento en el software SAP2000, para determinar los momentos flectores que es a través de las tablas de Kalmanok, Sin embargo, es un método conservador, que en comparación del modelamiento en 3D, podemos tener algunos valores que difieren. Como, por ejemplo, las losas no sean consideradas 100% empotradas como se idealizan en el modelo Kalmanok. Por ello, los momentos obtenidos en el modelo pueden ser valores menores en comparación con los de la tabla de Kalmanok. Por esa razón, tendremos en consideración los resultados en las zonas de empotramiento para colocar un acero adicional a lo requerido para tener un diseño seguro.
- Los bastones se cortarán a una distancia “d” de la cara de la viga peraltada, dónde ya no se requiera acero por diseño.

8.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Se determina el A_s -min que será distinto, ya que la franja tributaria es mayor:

$$A_s - min = 0.0018 * b * h$$

Donde: b = franja tributaria (cm)

h = espesor de losa (cm)

$$A_s - min = 0.0018 \times b \times h = 0.0018 \times 100 \times 20$$

$$A_s - min = 3.60 \text{ cm}^2$$

1. Paño C – D & 5 – 7

- Dirección X-X:

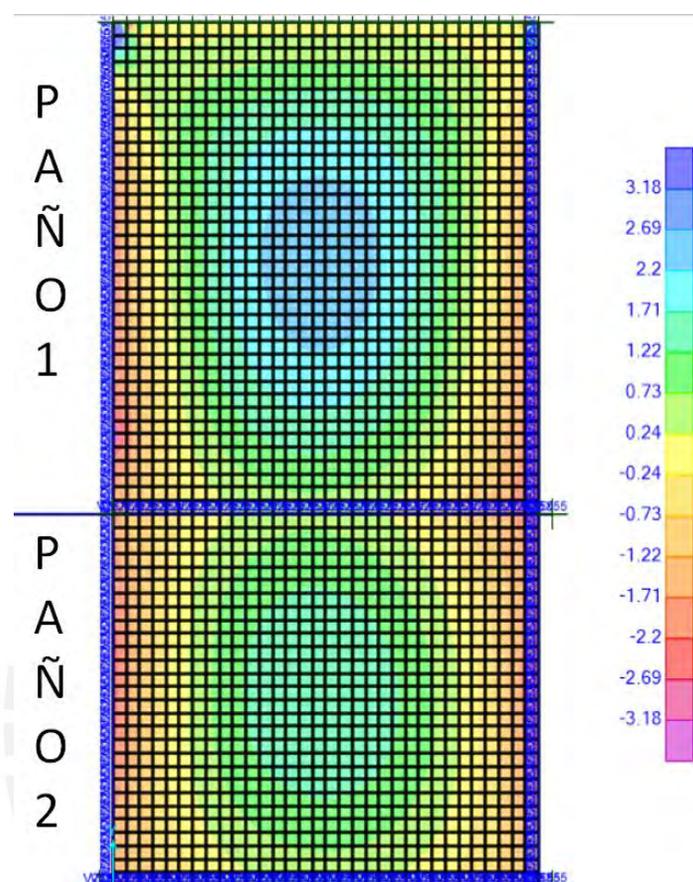


Figura 8-1: Diagrama de Momentos en la dirección X-X.

Tabla 8-1: Diseño por flexión de losas macizas en dirección X-X.

Paño 1	Mu (tn-m)	Acero Requerido (cm ²)	Acero colocado
Extremo izquierdo	1.1	1.7	1ø3/8"@0.40m (malla)
Centro de luz	2.8	4.5	1ø3/8"@0.20m (malla) + 1ø3/8"@0.40m (bastón)
Extremo derecho	2.1	3.4	1ø3/8"@0.40m (malla) + 1ø3/8"@0.40m (bastón)

Paño 2	Mu (tn-m)	Acero Requerido (cm ²)	Acero colocado
Extremo izquierdo	1.2	1.9	1ø3/8"@0.40m (malla)
Centro de luz	1.8	2.8	1ø3/8"@0.20m (malla)
Extremo derecho	2.2	3.5	1ø3/8"@0.40m (malla) +1ø3/8"@0.40m (bastón)

- Dirección Y-Y:

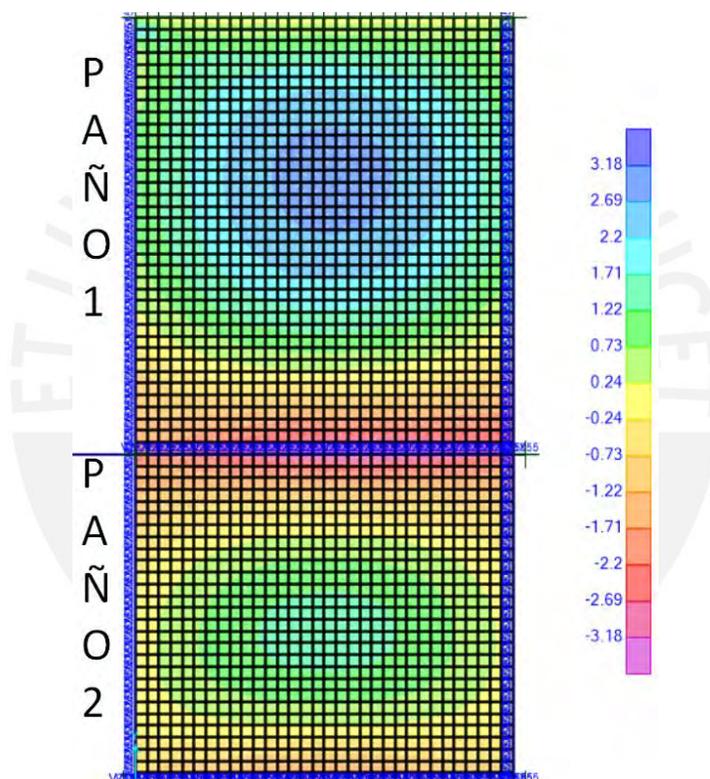


Figura 8-2: Diagrama de Momentos en la dirección Y-Y

Tabla 8-2: Diseño por flexión de losas macizas en dirección Y-Y.

Paño 1	Mu (tn-m)	Acero Requerido (cm ²)	Acero colocado
Extremo superior	0.3	0.4	1ø3/8"@0.40m (malla)
Centro de luz	3.3	5.3	1ø3/8"@0.20m (malla) + 1ø3/8"@0.40m (bastón)
Extremo inferior	3.2	5.1	1ø3/8"@0.40m (malla) + 1ø3/8"@0.20m (bastón)

Paño 2	Mu (tn-m)	Acero Requerido (cm ²)	Acero colocado
Extremo superior	3.0	4.8	1ø3/8"@0.40m (malla) + 1ø3/8"@0.20m (bastón)
Centro de luz	1.8	2.8	1ø3/8"@0.20 (malla)
Extremo inferior	2.1	3.3	1ø3/8"@0.40m (malla) + 1ø3/8"@0.40m (bastón)

8.3 DISEÑO POR CORTE

Tabla 8-3: Diseño por corte de losa maciza

	Izq máx.	Der máx.
Vu (tn)	3.3	2.7
ΦVc (tn)	11.1	

La cortante última no excede la resistencia de la sección.

8.4 FISURACIÓN

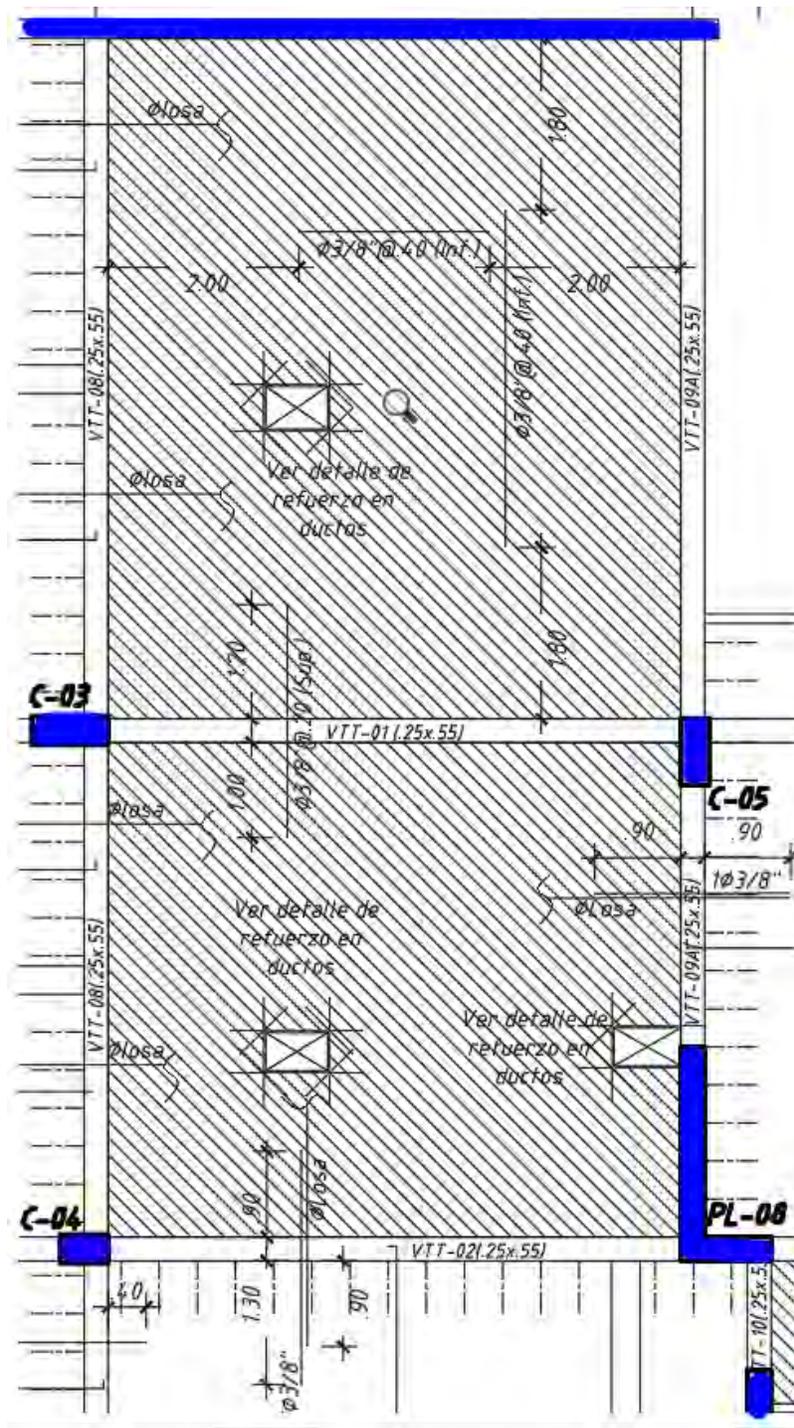
Se toman los valores de momentos más críticos mostrados en la Tabla 8-5:

Tabla 8-4: Verificación de fisuración en losa maciza.

	Ms (tn-m)	As (cm ²)	N de barras	Fs (MPa)	Act	Z (Kg/cm)
M+	2	5.33	10	388.47	6 000	14 070
M-	2.3	5.33	7.5	276.60	8 000	16 180

Se verifica que el valor de Z, es menor de 26 000 que es el valor límite de fisuración.

Para el enmallado de la losa maciza, se utiliza un hatch de líneas diagonales que representan la malla corrida superior ø3/8"@0.40m y la malla inferior de ø3/8"@0.20m. En la Figura 8-3 solo muestra bastones adicionales.



*Figura 8-3: Diseño de los Paño 1 y Paño 2 de losa maciza,
Solo se muestra bastones adicionales*

9 DISEÑO DE VIGAS

9.1 CONSIDERACIONES INICIALES

- El diseño de vigas se realiza tomando en cuentas el metrado de cargas que se realizó en el Capítulo 4. Al ser un pórtico con responsabilidad sísmica, la viga se diseña considerando todas las combinaciones de cargas dadas por la Norma E0.60.
- Se colocan barras de refuerzo longitudinal en 1 ó 2 capas. En caso, si se considera una capa, se toma 6 cm de recubrimiento y para 2 capas se toma 8 cm. En nuestro caso, las vigas son de 55 de peralte, por lo que el peralte efectivo para 1 capa es de 49 cm y 2 capas es de 47 cm.
- Debe existir refuerzo corrido y continuo a lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la inferior, con un área no menor al del acero mínimo
- No deben hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia al momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo, en cualquier sección a lo largo de la viga, deben ser mayores de un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionado en la cara de cualquier de los nudos.
- Todas las barras que se anclen en columnas extremas deben terminar en un gancho estándar a 90° o 180°.

Con respecto al espaciamiento, para determinar la fuerza cortante máxima que actúa sobre la viga y de cómo se debe hacer el armado de refuerzos de estribo, para que no exista una falla por cortante, se presentan las siguientes pautas:

- En ambos extremos del elemento, deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100mm de la cara del elemento de apoyo. Los estribos son como mínimo de 8mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8” de diámetro, de 3/8”

para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de $\frac{1}{2}$ " para barras longitudinales de mayor diámetro. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor valor de:

- ✓ $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor de 150mm
 - ✓ 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - ✓ 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento
 - ✓ 300mm
- Fuera de la zona de confinamiento, los estribos deben espaciarse a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento.

Por lo tanto, se coloca como mínimo 1 estribo $\Phi 3/8$ " : 1@.05, 9 @ 0.125, Resto @ 0.25.

A continuación, se mostrará los DMF y DFC, del piso 5 que viene a ser el más crítico. Son 5 tramos, pero al ser simétrico se hace el diseño para los 3 primeros tramos. Para el momento más alto, se consideró acero en compresión para tener una cuantía de acero más exacta.

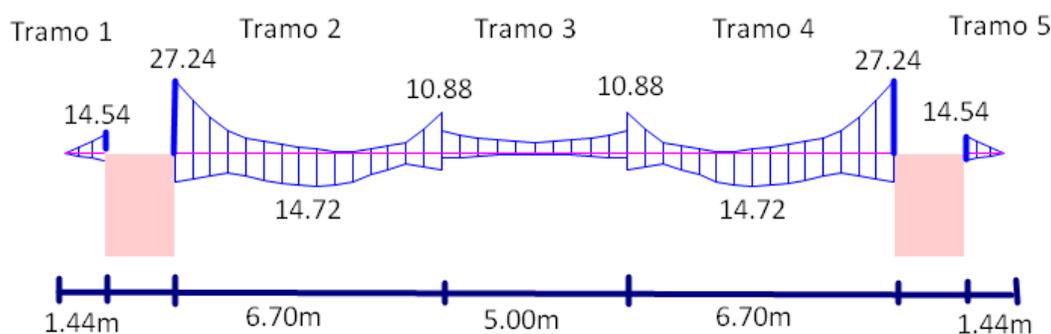


Figura 9-1: Diagrama de momentos flectores (tn-m)

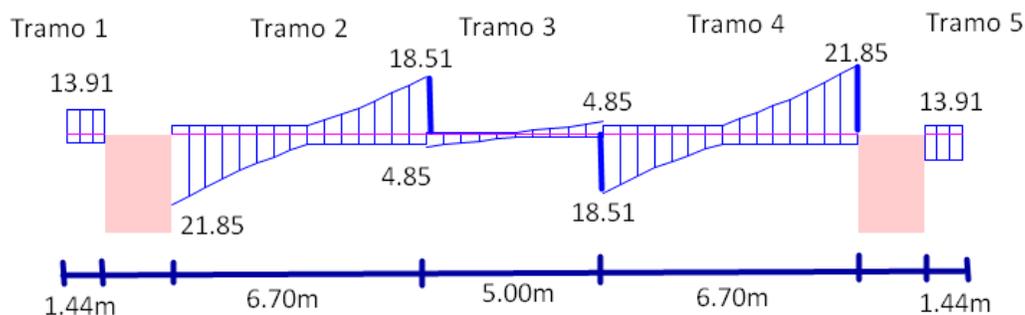


Figura 9-2: Diagrama de fuerzas cortantes (tn)

9.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Sección V: 25 x 55 cm, entonces:

- $b = 25$ cm, $d = 47$ cm (2 capas)

Del tramo 1, tramos 2 y tramo 3:

Tabla 9-1: Diseño por flexión de viga VTT-03

	Mu (tn-m)	As (cm ²)	Acero asumido
Tramo 1 - Extremo derecho	14.54	9.00	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4" (11.36 cm ²)
Tramo 2 – Extremo izquierdo	27.24	18.70	3 ϕ 3/4" + 2 ϕ 1" (18.72cm ²)
Tramo 2 – Centro	14.72	9.12	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4" (11.36 cm ²)
Tramo 2 – Extremo derecho	14.5	9.05	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4" (11.36 cm ²)
Tramo 3 – Ext. Derecho e izquierdo	10.88	6.60	2 ϕ 3/4" + 2 ϕ 3/4" (11.36 cm ²)

9.3 DISEÑO POR CORTE

Para determinar la fuerza cortante, se toma a una distancia “d” de la cara de la viga.

Sección V: 25 x 55 cm, entonces

- $b = 25$ cm, $d = 47$ cm (2 capas), $A_v = 1.42$ cm² (estribo de ϕ 3/8”)

Tabla 9-2: Diseño por corte de viga VTT-03

	Tramo 1	Tramo 2	Tramo 3
Vu – Fuerza cortante (tn)	13.91	24.83	4.60
ΦV_c - Resistencia corte (tn)	8.00		
Vs – Requerido (tn)	5.91	16.83	No requiere
S – Espaciamiento (cm)	47.4	16.65	-

Se observa que los espaciamientos de estribos requeridos en el tramo 1 y 2 son mayores a las requeridas por vigas sísmicas, por lo que se colocará:

- 1 estribo Φ 3/8”: 1@.05, 9 @ 0.125, Resto @ 0.25.

Diseño por capacidad:

La Norma E.060 indica que debemos diseñar por capacidad las vigas sísmicas, de esa manera se verifica que la viga no falle por corte antes de fallar por flexión. Si sucediera lo contrario, ocurriría una falla tipo frágil y podría que la viga colapse. Se aplica la siguiente fórmula para el diseño:

$$V = \frac{Mni + Mnd}{Ln} + \frac{Wu * Ln}{2}$$

$$Wu = 1.25 * \frac{Wm + Wv}{2}$$

Donde:

Mni: Momento nominal en el extremo izquierdo

Mnd: Momento nominal en el extremo derecho

Ln: Luz libre de la viga

Wu: Fuerza distribuida sobre la viga en un análisis isostático, se halla con la carga distribuida muerta (Wm) y la carga viva (Wv).

Se analiza el tramo 2, porque es el que requiere mayor cantidad de estribos:

$$V = (27.04 + 13.80) / 7.10 + 1.25 * (7.35 + 6.31) = 22.83 \text{ tn}$$

Entonces: S = 18 cm.

Se verifica que los estribos mínimos para vigas sísmicas son los que se colocarán.

9.4 CONTROL DE DEFLEXIONES

Se verifica la deflexión del tramo 2, el cual se considera las más crítica. Tomar en cuenta que la viga no carga elementos no estructurales, por lo que la deflexión límite es L/180, donde L = 7.10m y se compara con la deflexión inmediata debida a la carga viva (δ_{inst-v}).

- Tramo 2 – Paño Central:

Tabla 9-3: Cálculo de deflexión de tramo 2

d	47	cm
d'	6	cm
As	11.4	cm ²
As'	5.7	cm ²
M(servicio)	10.5	ton-m
Mcr	365 303	kg-cm
Ig	346 615	cm ⁴
Icr	139 204	cm ⁴
Ie	148 013	cm ⁴
% de Ie	50%	

- Tramo 2 – Tramo izquierdo

Tabla 9-4: Cálculo de deflexión de tramo 2 paño extremo

d	47	cm
d'	6	cm
As	21.6	cm ²
As'	11.4	cm ²
M(servicio)	20.1	ton-m
Mcr	365 303	kg-cm
Ig	346 615	
Icr	229 637	cm ⁴
Ie	230 339	cm ⁴
% de Ie	50%	

Entonces la Inercia efectiva = 50% (148 013) + 50% (230 339) = 189176 cm⁴. Luego, se verifica:

Tabla 9-5: Cálculo de deflexión total de tramo 2

Deflexiones de modelo SAP2000		
δ _m	0.37	cm
δ _v	0.14	cm
Deflexión instantánea		
δ _{inst-m} =δ _m *I _g /I _e	0.68	cm
δ _{inst-v} = δ _m * I _g /I _e	0.26	cm

Tabla 9-6: Verificación de deflexión de tramo 2

Deflexión inmediata viva	δ _{inst-v}	0.3	cm
Deflexión máxima L/180	δ max	3.9	cm

Se verifica que la deflexión se cumple de manera holgada, donde $\delta \text{ max} = 3.9\text{m} > \delta_{\text{inst-v}} = 0.3\text{m}$.

9.5 CONTROL DE FISURACIÓN

La siguiente tabla muestra el cálculo de fisuración que determina si el valor de Z es menor a 26 000 kg/cm². Por lo que se determina en los dos tramos con mayor momento positivo y negativo:

Tabla 9-7: Verificación de fisuración de viga VTT-03

	Ms (tn-m)	As (cm ²)	N de barras	Fs (MPa)	Act (mm ²)	Z (Kg/cm)
M+	9.80	11.40	4	199.30	15 000	14 375
M-	17.45	18.72	5	216.12	12 000	14 470

Se verifica que el valor de Z es menor al límite y cumple con la fisuración.

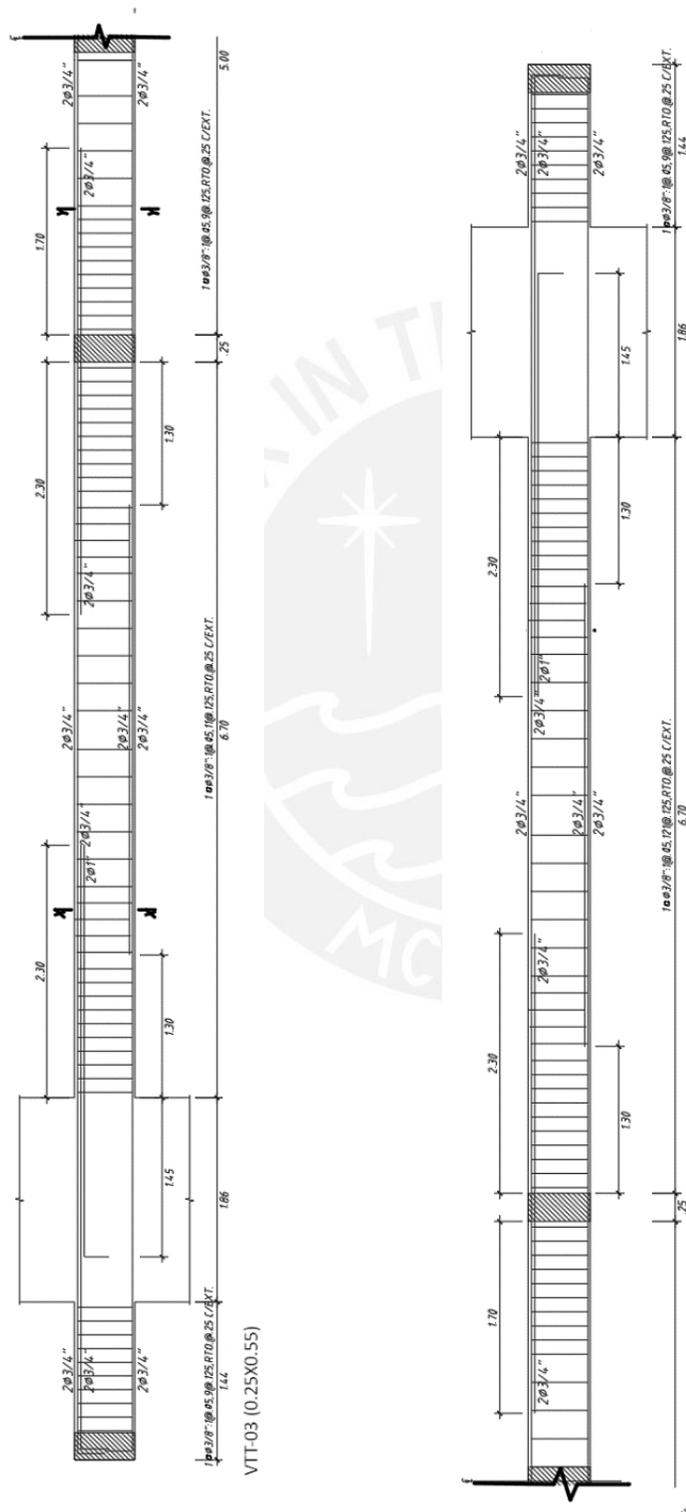


Figura 9-3: Diseño de viga VTT-03

10 DISEÑO DE VIGA CHATA

A continuación, se muestra el DMF y DFC de la viga, para determinar el diseño por flexión y corte.

- DMF:

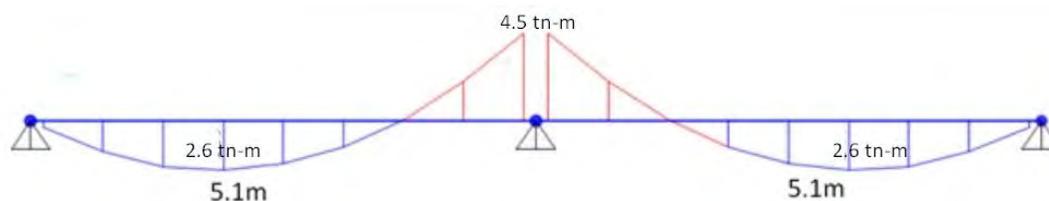


Figura 10-1: Diagrama de momentos flectores de viga chata (tn-m)

- DFC:

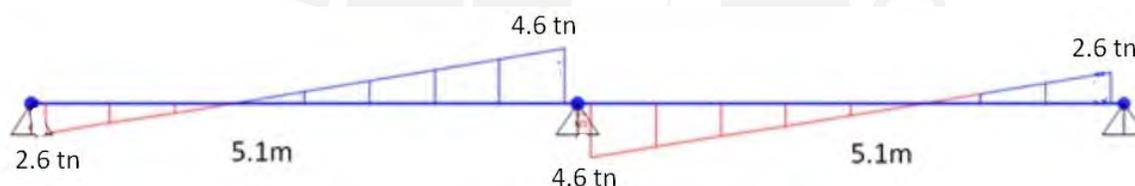


Figura 10-2: Diagrama de fuerzas cortantes de viga chata (tn)

10.1 DISEÑO POR FLEXIÓN:

Sección V: 40 x 20 cm, entonces:

- $b = 40$ cm, $d = 17$ cm

Tabla 10-1: Diseño por flexión de viga chata

	Mu (tn-m)	As (cm ²)	As colocado (cm ²)	Acero asumido
M – Negativo	4.5	8.2	9.2	2 ϕ 5/8" (corrido) + 4 ϕ 1/2" (bastones)
M – Positivo	2.6	4.3	5.3	2 ϕ 5/8" (corrido) + 1 ϕ 1/2" (bastones)

El corte de bastones se calcula de la mayor distancia entre estos valores:

- $d = 17 \text{ cm}$
- 12 veces d_b ($\phi 1/2''$) = 15.24 cm
- $L_n/16 = 31.8 \text{ cm}$

Se usará la distancia de corte de $d = 17 \text{ cm}$ en momentos positivos y negativos.

Además, se sabe que:

- 2 $\phi 5/8''$ (3.98 cm^2), $M = 2.38 \text{ tn.m}$
- 4 $\phi 1/2''$ (5.16 cm^2), $M = 3.02 \text{ tn.m}$

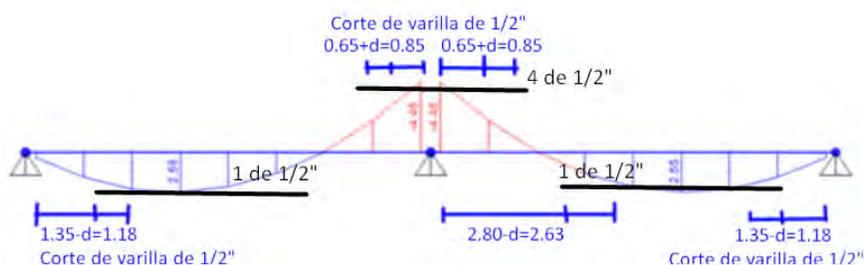


Figura 10-3: Corte de acero de viga chata

10.2 DISEÑO POR CORTE:

Para determinar la fuerza cortante, se toma a una distancia “d” de la cara de la viga.

Sección V: 40 x 20 cm, entonces: $b = 40 \text{ cm}$, $d = 17 \text{ cm}$

Tabla 10-2: Diseño de corte de viga chata

	Izq max	Der max
V_u (tn)	4.6	4.6
ΦV_c (tn)	5.6	

Se verifica que no necesita estribos para la viga chata.

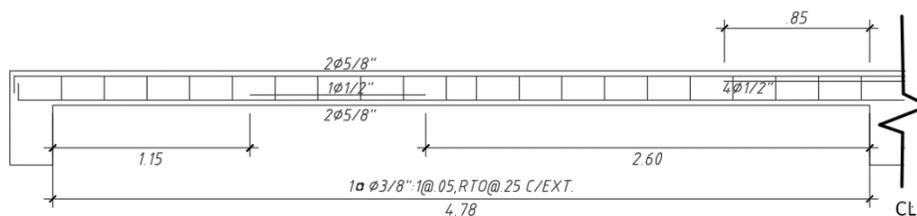


Figura 10-4: Diseño de viga chata V.40x.20m

11 DISEÑO DE COLUMNAS

11.1 CONSIDERACIONES INICIALES

- Para el diseño de flexocompresión, se considera la cuantía mínima de 1% y la máxima de 6%. Cuando se coloca una cuantía mayor de 4% se requiere hacer un detalle de la unión viga – columna.
- Para el diseño de flexocompresión se hizo para cada 2 pisos, para optimizar la cuantía de acero, porque el objetivo es disminuirla en los pisos superiores.
- Se colocan estribos que proporcionan confinamiento a las barras longitudinales y resisten las fuerzas cortantes
- Se realiza el diseño por corte y se verifica por el diseño de capacidad. Además, se sabe que las columnas soportan fuerzas sísmicas y se deben colocar estribos mínimos. Se cuenta con una zona de confinamiento de estribos donde la longitud mínima de la zona de confinamiento es “Lo” medida desde la cara del nudo.
 - 1/6 de la luz libre del elemento (en nuestro caso es $2.55 / 6 = 43$ cm).
 - La mayor dimensión de la sección transversal (85 cm).
 - 50cm.

Que en nuestro caso $L_o = 85$ cm.

En ambos extremos del elemento, debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. El espaciamiento S_o no debe exceder al menor de:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 10cm

Si se utiliza barras de 5/8” siendo el caso más despreciable, 8 veces el diámetro sería 12.7 cm, la mitad de la menor dimensión es 15cm, entonces $S_o = 10$ cm.

Fuera de la longitud L_o , la separación no será mayor que:

- La requerida por fuerza cortante.
- La mitad del peralte efectivo.

- 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro (en barra $\Phi 5/8''$ es 25 cm).
- 48 veces el diámetro del estribo (en barra $\Phi 3/8''$ es 45 cm).
- La menor dimensión de la sección transversal del elemento (30cm).
- 30cm.

Por lo tanto, para una columna de 0.30 x 0.85 m de dimensión mínimo tendrá la siguiente distribución 2 estribos $\Phi 3/8''$: 1 @ 0.05, 8 @ 0.10, Resto @ 0.25.

11.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Se desarrollará la columna del eje C-6, llamada C-03, que tenía las dimensiones de 0.25x0.60m, pero se actualiza las dimensiones a 0.30 x 0.80 m a partir de iteración de la sección por las cargas aplicadas.

A partir de los resultados obtenidos del análisis estructural, se puede determinar, los siguientes valores de la columna C-3:

Tabla 11-1: Cargas en la base de la columna C-03

	P (tn)	Mx (tn.m)	My (tn.m)	Vx (tn)	Vy (tn)
CM	239.8	0.2	-1.3	1.0	-0.1
CV	41.2	0.0	0.1	0.2	0.0
Sismo-X	15.1	0.1	0.3	2.4	0.1
Sismo-Y	8.0	1.8	0.3	0.2	1.0

Se realiza las combinaciones de cargas que se muestra a continuación:

Tabla 11-2: Cargas últimas en el la base de la columna C-03

Combinación	Pu (tn)	Mu-xx (tn-m)	Mu-yy(tn-m)	Vx (tn)	Vy (tn)
1.4CM + 1.7CV	405.8	0.3	-1.7	1.7	-0.1
1.25(CM+CV) +SX	366.4	0.4	-1.2	3.9	0.0
1.25(CM+CV) -SX	336.2	0.2	-1.8	-0.9	-0.2
0.9CM + SX	230.9	0.3	-0.9	3.3	0.0
0.9CM - SX	200.7	0.1	-1.5	-1.5	-0.2
1.25(CM+CV) + SY	359.3	2.1	-1.2	1.7	0.9
1.25(CM+CV) - SY	343.3	-1.6	-1.8	1.3	-1.1
0.9CM + SY	223.8	2.0	-0.9	1.1	0.9
0.9CM - SY	207.8	-1.6	-1.5	0.7	-1.1

A partir de la combinación de cargas, se procede a definir el refuerzo de la columna para obtener el diagrama de interacción. Se colocará 14 $\Phi 3/4$ " que equivale a una cuantía de 1.79%, que se distribuye a lo largo de la columna de manera simétrica, mostrado en la Figura 11-1.

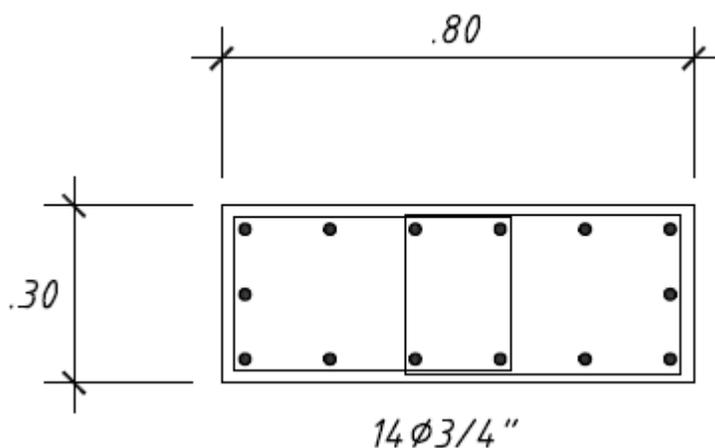


Figura 11-1: Acero colocado en columna C-03

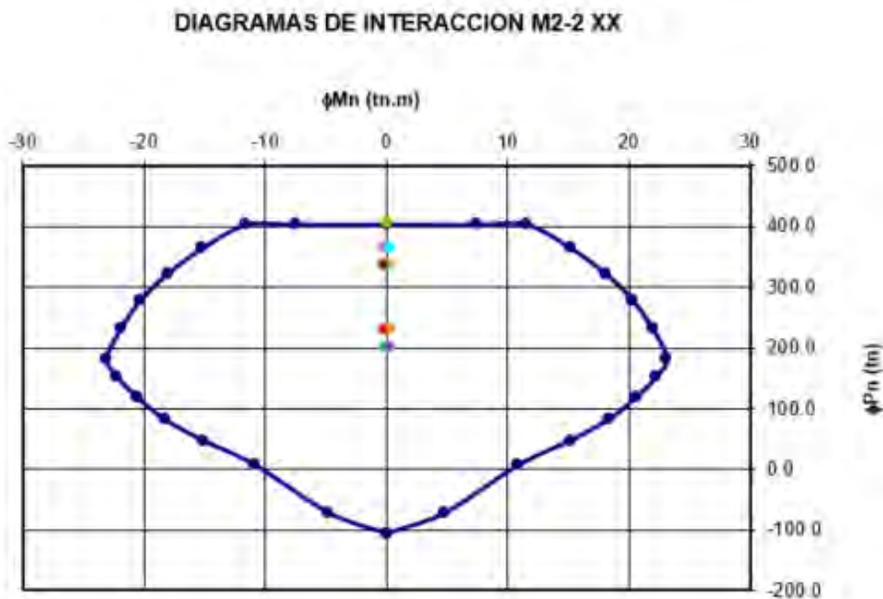


Figura 11-2: Diagrama de interacción de columna en dirección X de C-03

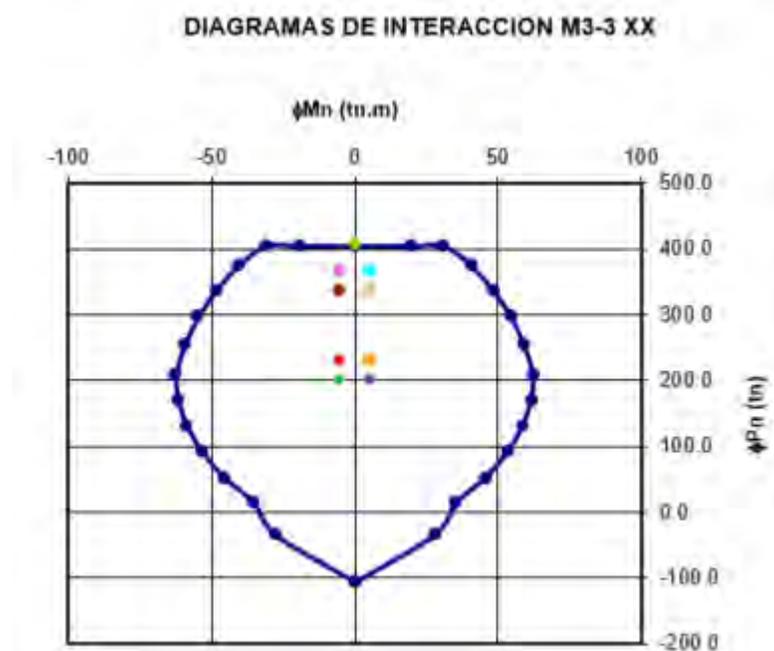


Figura 11-3: Diagrama de interacción de columna en dirección Y de C-03

Cumple con que todos los puntos que se encuentran dentro del diagrama de interacción. Entonces el refuerzo de 14 $\Phi 3/4$ " es el correcto en el diseño de flexocompresión.

Tomar en cuenta que el acero colocado será solo para los pisos 1 y 2.

Para los pisos superiores se redujo la cuantía de acero a 1.38% que es $6 \Phi 3/4 + 8 \Phi 5/8$ para los pisos 3 y 4, y el resto de pisos se redujo a cuantía mínima de 1.08% que es $12 \Phi 5/8$ ".

11.3 DISEÑO POR CORTE

Para el diseño de corte, se toma en cuenta las combinaciones de cargas, además de tener la fuerza axial asociada.

- Dirección X-X:

- Los datos de la sección: $b = 30 \text{ cm}$, $d = 79 \text{ cm}$

Tabla 11-3: Diseño de corte de la columna C-03 en dirección X

Combinación	Pu (tn)	Vu (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)	S (cm)
1.25(CM+CV) +SX	366.4	3.9	20.3	No es necesario	No es necesario

- Dirección Y-Y:

- Los datos de la sección: $b = 85 \text{ cm}$, $d = 24 \text{ cm}$

Tabla 11-4: Diseño de corte de la columna C-03 en dirección Y

Combinación	Pu (tn)	Vu (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)	S (cm)
1.25(CM+CV) +SY	223.8	0.9	16.66	No es necesario	No es necesario

Se observa que no requiere refuerzo transversal, pero se colocan los estribos mínimos requeridos por la Norma E0.60.

11.4 DISEÑO POR CAPACIDAD

La Norma E0.60 indica que el diseño por capacidad se puede obtener de 2 maneras, entre las cuales se escoge la de menor cortante calculado. Se analizará en la dirección X-X porque tiene los momentos más altos.

- Método 1

Se calcula mediante la fórmula:

$$V = \frac{M_{ni} + M_{ns}}{L_n}$$

Dónde M_{ni} , M_{ns} = Momento nominal en el extremo inferior y superior

L_n = Luz libre de la columna

Se tomó la combinación con el momento flector más alto,

Tabla 11-5: Método 1 - Diseño por capacidad de la columna C-03

Combinación	Pu (tn)	Mn (tn-m)	Ln (m)	Vu (tn)
1.25(CM+CV) +SX	366.4	88.25	2.55	69.22

ΦV_c (tn)	Vs (tn)	S (cm)
20.3	57.6	8.0

- Método 2

Se toma el cortante máximo obtenido de multiplicar las fuerzas de sismo por 2.5:

Tabla 11-6: Método 2 - Diseño por capacidad de la columna C-03

Combinación	Pu (tn)	Vu (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)	S (cm)
1.25(CM+CV) +SX	389.0	7.5	20.6	No es necesario	No es necesario

Por lo que, se utiliza el método 2, lo cual indica que tampoco se requiere estribos mínimos. Por ende, se utiliza el mínimo de la norma.

11.5 VERIFICACIÓN POR ESBELTEZ

Tomar en cuenta que la carga última $P_u = 1.4 \times (239.8) + 1.7 \times 41.2 = 405.76 \text{ tn}$

Tabla 11-7: Verificación de esbeltez de la columna C-03

F'c (kg/cm ²)	280
E (tn/m ²)	2 509 980.1
b (cm)	30
h (cm)	80
Inercía (cm ⁴)	180 000
Altura efectiva H (m)	2.25
K	1
ΦP_{cr} (tn)	1 290

Entonces: $\Phi P_{cr} / P_u = 3.18$, cumple porque es mayor a 1.6.

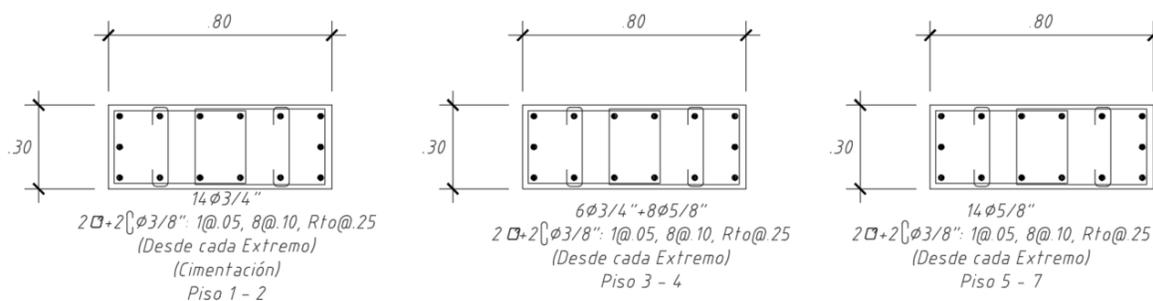


Figura 11-4: Diseño de columna C-03

12 DISEÑO DE PLACAS

12.1 CONSIDERACIONES INICIALES

- Las placas, similares a las columnas, se diseñan por flexocompresión y corte. En el diseño de flexocompresión se realiza el diagrama de interacción y se compara con las combinaciones de fuerzas actuantes. Tomar en cuenta, que el refuerzo longitudinal se

concentra en núcleos ubicados en los extremos y en zonas dónde las placas reciben cargas puntuales de compresión por apoyo de vigas.

- Se realiza el diseño de las 2 placas P1 y P11. Para la placa P1, por ser 1 tramo horizontal, se analiza toda la placa: sin embargo, en la placa P11 se realiza el análisis en dirección X y la dirección Y.
- Se verifica que son placas esbeltas:
 P1: $H = 19.25\text{m}$, $L_m = 10.85\text{ m}$, entonces $H / L = 1.77$
 P11: $H = 19.25\text{m}$, $L_m = 3.60\text{ m}$, entonces $H / L = 5.35$

12.2 DISEÑO DE PLACA 1

12.2.1 Diseño por flexocompresión:

Se obtienen los valores de CM, CV y Sismo en X, comparados con los resultados del metrado manual, se toman los valores más críticos de ambos. A pesar de que sus valores son casi similares. Además, se considera el sismo en X, ya que los momentos resaltantes se encuentran en esa dirección, mostrado en la siguiente Tabla 12-1:

Tabla 12-1: Cargas en la base de placa P1 de primer piso

Cargas	P (tn)	V2 (tn)	M3 (tn-m)
CM	306.5	-0.1	-3.3
CV	40.6	-0.9	-2.4
Sismo X	0.6	183.8	2459.2

La siguiente tabla muestra las combinaciones de cargas en la dirección X.

Tabla 12-2: Cargas últimas en la base de placa P1 en primer piso

Combinaciones	P	V2	M3
1.4CM+1.7CV	498	-1	-9
1.25(CM+CV)+Sx	435	183	2 452
1.25(CM+CV)-Sx	433	-185	-2 466
0.9CM+Sx	276	183	2 456
0.9CM-Sx	275	-185	-2 462

Se consideran 3 núcleos de refuerzo debido a que las vigas se conectan a la placa en los 3 puntos respectivamente.

El acero colocado se realiza de forma iterativa, de $8\Phi 5/8$ " en cada núcleo, Además, existe una zona de confinamiento intermedio, debido a que conecta a una viga perpendicularmente. En ese caso se utiliza un ancho mayor de confinamiento de 5cm más por lado, como se muestra en la Figura 12-1. Se verifica que la carga axial en la zona de confinamiento tiene un valor de 27 tn en el primer piso, por lo que, para una carga de esa magnitud necesita una zona de confinamiento mucho menor a la que estamos considerado que es $6\Phi 5/8$ ".

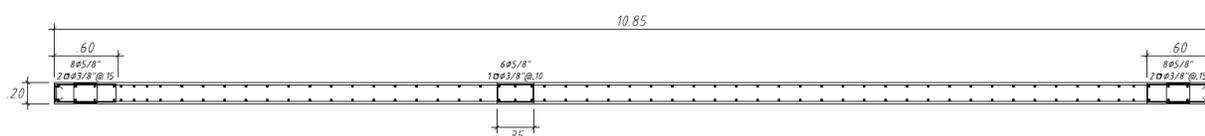


Figura 12-1: Distribución de acero en placa PL-1

Luego, se obtiene el siguiente diagrama de interacción para la carga axial y momento en X-X.

DIAGRAMAS DE INTERACCION M3-3 XX

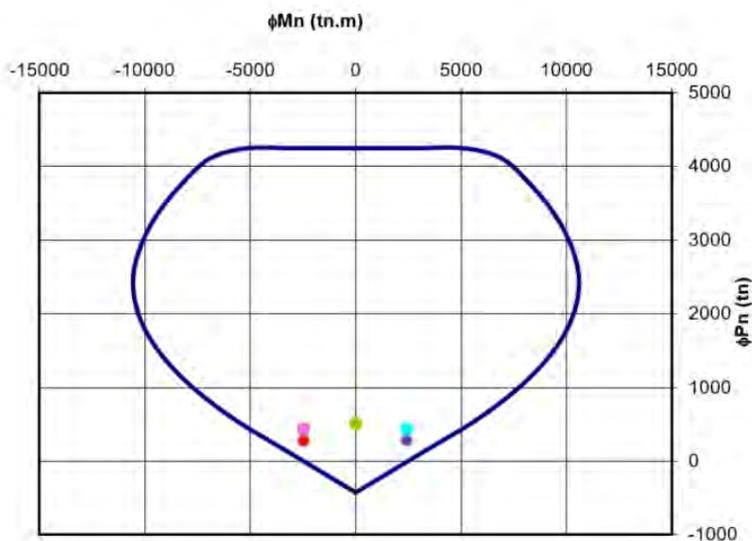


Figura 12-2: Diagrama de interacción en dirección X de placa PI

12.2.2 Diseño por corte

Para el diseño de corte de la placa en la dirección X, se toma el espesor de placa de 20cm en todo su recorrido.

El diseño por capacidad será considerado hasta una altura de los siguientes valores el mayor:

- $L_m = 10.85 \text{ m}$
- $M_u / 4V_u = 2459 / (4 \times 184) = 3.34 \text{ m}$
- Altura de los 2 primeros pisos = $2.75 \times 2 = 5.50 \text{ m}$

Por lo que se coloca acero diseñado por capacidad en los 4 primeros pisos que tiene una altura total de 11 metros.

Para el diseño por capacidad, el peralte efectivo es 0.8 veces la longitud del muro. Además, se toma para el diseño por capacidad la combinación 1.25 (CM + CV) + Sx.

Adicionalmente, tomar en cuenta que:

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2, L_m = (0.8) \times 10.85 = 8.68\text{m}, e=0.20\text{m}$$

Tablas 12-3: Diseño por corte de placa P1 para el piso 1 al piso 4

Combinación	Vu (tn)	Mu (tn-m)	Mn (tn-m)	Factor Amplif. (Mn/Mn)
1.25 (CM+CV)+SX	183.8	2 459	4 715	2.46

Vn max (tn)	Vu amplificado (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)
755.3	452.1	130.87	377.9

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0052	10.36	12.9 (2 $\Phi 1/2''$ @0.20m)
Acero Vertical	0.0039	7.8	9.46 (2 $\Phi 3/8''$ @0.15m)

Se observa que la cuantía horizontal es mayor al valor mínimo de cuantía de 0.0025. De igual manera, la cuantía vertical es mayor a 0.0025, por lo que cumple el requerimiento de la Norma

Los pisos superiores, del 5to piso en adelante, se hacen mediante diseño de corte para economizar.
 $V_{\text{cortante}} (5\text{to piso}) = 81.7 \text{ tn.}$

Tablas 12-4: Diseño por corte de placa P1 para el piso 5 al piso 7

Vu (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)
81.7	130.9	No Necesario

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0020	4	4.73 (2 $\Phi 3/8''$ @0.30m)
Acero Vertical	0.0015	3	4.73 (2 $\Phi 3/8''$ @0.30m)

Entonces, se coloca el acero mínimo en los pisos superiores del 5to al 7mo piso.

12.2.3 Requisitos mínimos para elementos de borde

El valor de “c” del eje neutro debe ser menor al siguiente valor para que no haya confinamiento:

$$c \geq \frac{l_m}{600 * \left(\frac{du}{h_m}\right)}$$

Dónde:

- Du/hm tiene un valor mínimo de 0.005
- Lm = longitud del muro
- Hm = altura total del muro
- Du = desplazamiento inelástico del muro en su último piso.

De lo contrario, según la norma el valor de c se determina con el mayor valor de las siguientes longitudes:

- $c - 0.1 * l_m$
- $c/2$

Para el caso de la Placa 1, se verifica la longitud mínima de confinamiento.

Para ello, se calcula el eje neutro a partir del diagrama de momento curvatura de la sección para la combinación de mayor magnitud (Mn = 5 650 tn-m, Pu = 435 tn).

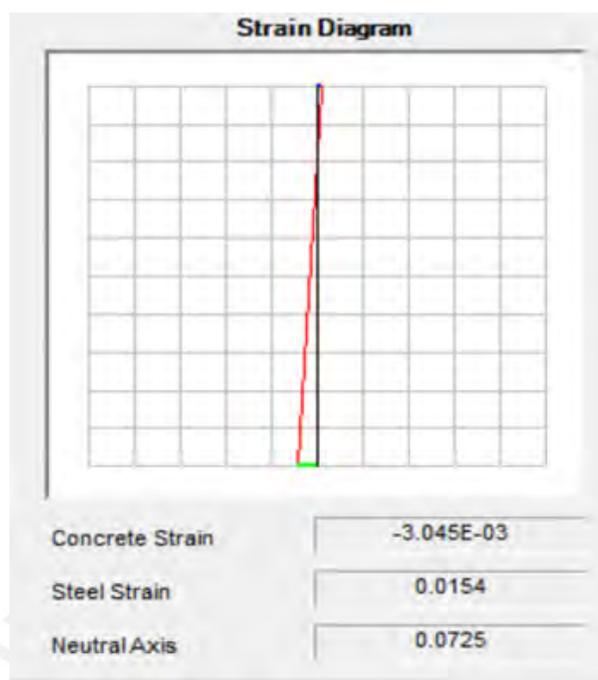


Figura 12-3: Diagrama esfuerzo – deformación

Como se observa en el Figura 12-3, se determina que tiene su máxima resistencia del acero de un valor aproximado de 0.015 y la del concreto de 0.003.

El valor máximo de C no debe exceder para que no necesite confinamiento:

- $L_m = 10.85 \text{ m}$
- $H_m = 19.25 \text{ m}$
- $du = 0.011 \text{ m}$ (desplazamiento inelástico - valor determinado del Etabs 2017)
- $du/H_m = 0.005$
- Entonces C límite = 3.62

El valor de C se determina a partir de los siguientes valores de la figura 12-3

- $\epsilon_c \text{ (m/m)} = 0.003$
- $\epsilon_s \text{ (m/m)} = 0.015$

Entonces $C = 0.003 \times (10.85 - 0.03) / (0.003 + 0.0154) = 1.76 \text{ m} < C \text{ límite} = 3.62\text{m}$

En conclusión, cumple con lo especificado a la norma, respecto a la zona de confinamiento.

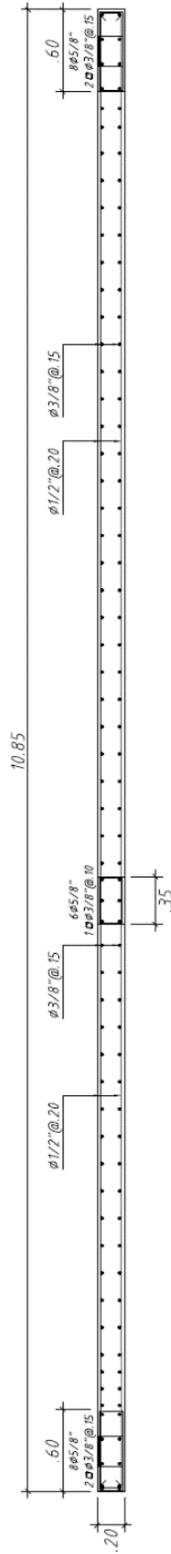


Figura 12-4: Distribución final de acero de la placa PL-1

12.3 DISEÑO DE PLACA P11

12.3.1 Diseño por flexo-compresión

La placa al tener una forma que trabaja en ambas direcciones de X e Y, entonces se trabaja como una placa conjunta para el diseño de flexocompresión. Sin embargo, para el diseño de corte, se realiza por tramos en la dirección X e Y, se divide la fuerza cortante tomando un porcentaje de dicha fuerza para cada tramo.

A continuación, se muestran las fuerzas de CM, CV y Sismo en X e Y. Se compara con los resultados del metrado manual, tomando los valores más críticos de ambos, a pesar que los valores del metrado son muy cercanos. Se muestra en la siguiente Tabla 12-5:

Tabla 12-5: Cargas en la base de placa P11 de primer piso

Cargas	P (tn)	V2 (tn)	V3 (tn)	M2 (tn-m)	M3 (tn-m)
CM	211.1	2.3	0	0	17.1
CV	28.5	0.7	0	0	4.8
Sismo X	3.40	3.00	52.9	340.5	20.3
Sismo Y	117.0	176.2	0.9	5.9	1 199.8

La siguiente tabla 12-6 muestra las combinaciones de cargas en la dirección X.

Tabla 12-6: Cargas últimas en la base de placa P11 de primer piso

	Combinaciones	P	V2	V3	M2	M3
	1.4CM+1.7CV	344	-4	0	0	32
SISMO EN X-X	1.25(CM+CV)+S _x	303	-1	53	341	48
	1.25(CM+CV)-S _x	296	-7	-53	-341	7
	0.9CM+S _x	193	1	53	341	36
	0.9CM-xS _x	187	-5	-53	-341	-5
SISMO EN Y-Y	1.25(CM+CV)+xS _y	417	172	1	6	1 227
	1.25(CM+CV)-S _y	183	-180	-1	-6	-1 172
	0.9CM+S _y	307	174	1	6	1 215
	0.9CM-S _y	73	-178	-1	-6	-1 184

Se consideran núcleos en cada extremo de la placa, el acero colocado se determina de forma iterativa, como se muestra en la siguiente Figura 12-5, para ambas direcciones.

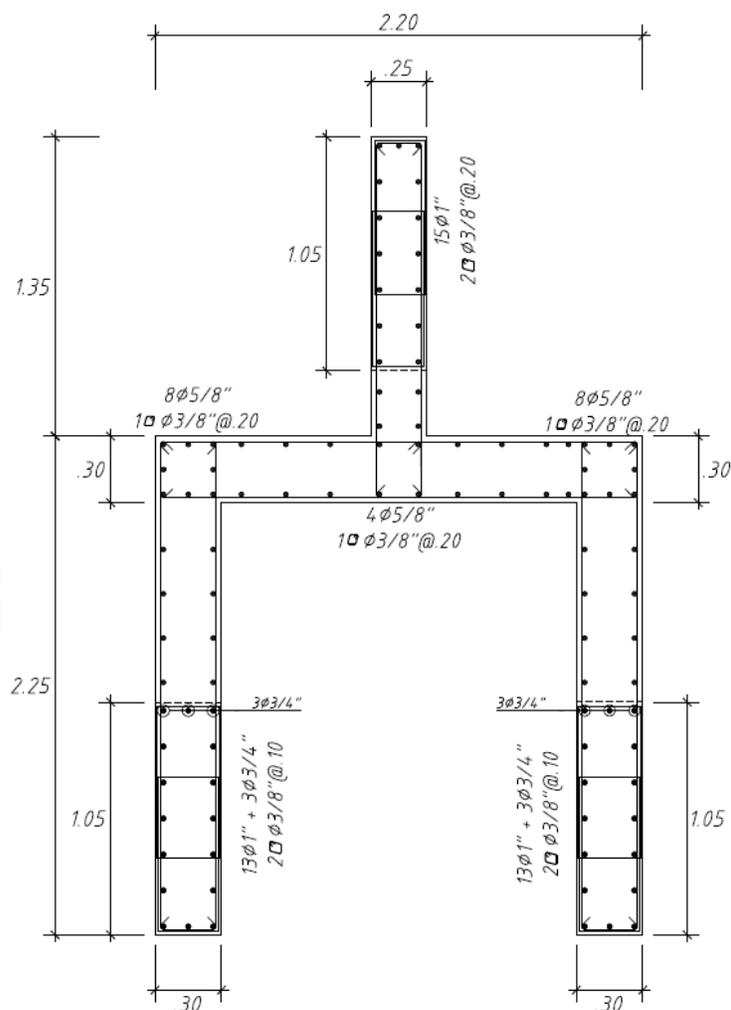


Figura 12-5: Distribución de refuerzo en placa PL-11

Con dicho refuerzo se obtienen los siguientes diagramas de interacción, mostrados en las figuras 12-6 y 12-7. El cual se observan los siguientes puntos: en la dirección X-X tiene una curva más pronunciada en el lado izquierdo, ya que no existe simetría en el eje X, la cual el área de compresión y tracción difieren por casi el doble de área de resistencia. En cambio, en el eje Y, se observa simetría en sus lados, la cual se observa en un diagrama de interacción simétrico.

Dirección X-X:

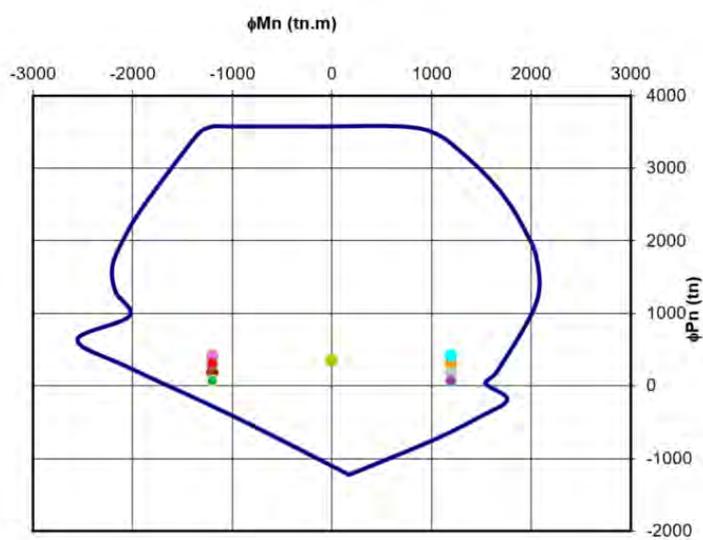


Figura 12-6: Diagrama de interacción en dirección X de placa P11

Dirección Y-Y:

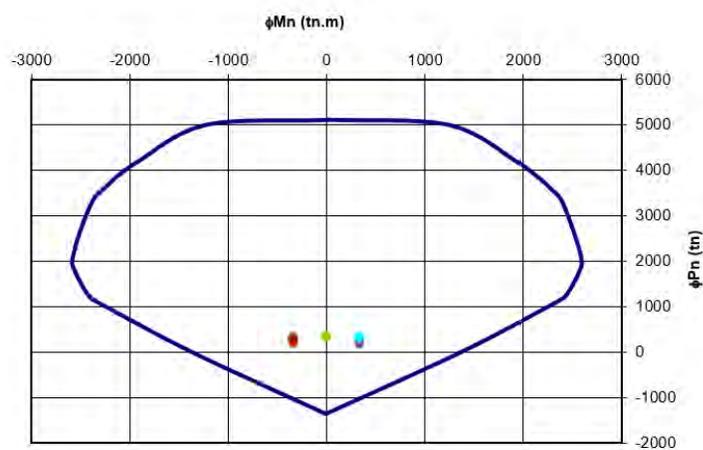


Figura 12-7: Diagrama de interacción en dirección Y de placa P11

12.3.2 Diseño por corte

- Diseño de la placa P11:

Para el diseño de corte, se realiza para ambas direcciones X e Y. Tomar en cuenta que la placa tiene un espesor de 25cm y 30cm, por lo que se coloca acero horizontales y verticales en 2 capas.

El diseño por capacidad se considera hasta una altura de los siguientes valores el mayor:

- $L_m = 3.60 \text{ m}$
- $M_u / 4V_u = 1200 / (4 \times 176) = 1.70 \text{ m}$
- Altura de los 2 primeros pisos = $2.75 \times 2 = 5.50 \text{ m}$

Por lo que se coloca acero diseñado por capacidad en los 2 primeros pisos.

Dirección X:

Se observa que la fuerza cortante X, se diseña con el Área "Ax" de la placa, por lo que se procede en hacer el diseño por corte. El área Ax se muestra en la Figura 12-8:

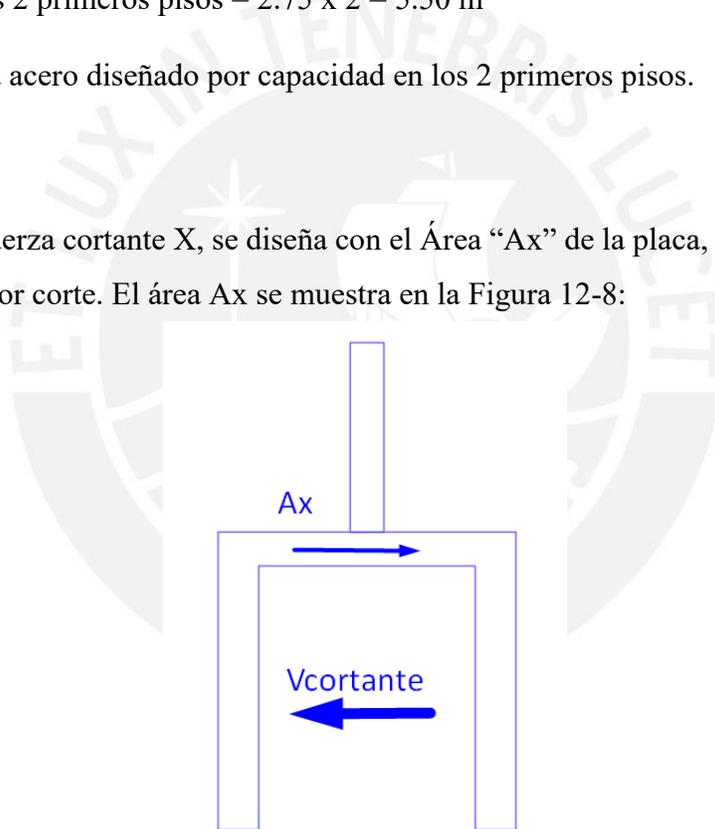


Figura 12-8: División de placa P11 para análisis en dirección X

Para el diseño por capacidad, el peralte efectivo es 0.8 veces la longitud del muro. Además, se toma la combinación de cargas $1.25 (CM + CV) + S_x$

Adicionalmente, tomar en cuenta que:

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2, L_m = (0.8) \times 2.20 = 1.76\text{m}, e = 0.35\text{m}$$

Tablas 12-7: Diseño por corte de placa P11 para el piso 1 al piso 2

Combinación	Vu (tn)	Mu (tn-m)	Mn (tn-m)	Factor Amplif. (Mn/Mn)
1.25 (CM+CV)+SX	53.0	341	1299	3.8

Vn max (tn)	Vu amplificado (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)
229.7	201.9	39.8	190.7

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0086	25.8	26.67 (2 $\Phi 5/8''$ @0.15m)
Acero Vertical	0.0025	7.5	7.74 (2 $\Phi 1/2''$ @0.30m)

Se observa que la cuantía horizontal es mayor al valor mínimo de cuantía de 0.0025, por lo que cumple el requerimiento de la Norma. Sin embargo, la cuantía de acero vertical era menor a la cuantía mínima de 0.0025, por lo que se trabaja con la cuantía mínima.

Para los pisos superiores, del 3er piso en adelante se hace el diseño de corte para economizar.

Vcortante (3er piso) = 31.0 tn

Tablas 12-8: Diseño por corte de placa P11 para el piso 3 al piso 7

Vu (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)
31.0	24.9	7.2

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0025	7.5	8.4 (2 $\Phi 3/8''$ @0.17m)
Acero Vertical	0.0025	7.5	8.4 (2 $\Phi 3/8''$ @0.17m)

Entonces, se coloca el acero mínimo en los pisos superiores del 3ero al 7mo piso según la cuantía dada por la Norma E.060.

Dirección Y:

Se observa que en la dirección Y, existen 3 tramos de muro de corte, por lo que la fuerza cortante se distribuye en cada tramo, eso varía respecto al área, explicado en la siguiente Figura 12-9:

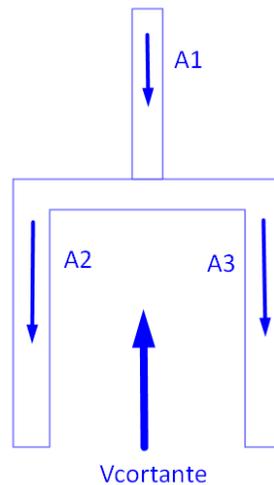


Figura 12-9: División de placa P11 para análisis en dirección Y

Área total de placa = 1.71 m²

Dónde Vcortante = 176.2 tn

Área A1 = 0.41 m², equivale al 24.2% de Vcortante = 42.58 tn

Área A2 = 0.65 m², equivale al 37.9% de Vcortante = 66.80 tn

Área A3 = 0.65 m², equivale al 37.9% de Vcortante = 66.80 tn

✓ Para el tramo A1:

Para el diseño por capacidad el peralte efectivo es 0.8 veces la longitud del muro. Además, se toma para el diseño por capacidad la combinación 1.25 (CM + CV) + Sy

Adicionalmente, tomar en cuenta que:

$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$, $Lm = (0.8) \times 1.65 = 1.32\text{m}$, $e=0.25\text{m}$

Tablas 12-9: Diseño por corte de placa P11 para el piso 1 al piso 2 de A1

Combinación	Vu (tn)	Mu (tn-m)	Mn (tn-m)	Factor Amplif. (Mn/Mn)
1.25 (CM+CV)+SY	42.6	1 227	2 118	1.7

Vn max (tn)	Vu amplificado (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)
143.6	73.7	24.9	57.4

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0041	10.25	12.9 (2 Φ 1/2" @0.20m)
Acero Vertical	0.0025	6.25	7.10 (2 Φ 3/8"@0.20m)

Se observa que la cuantía horizontal es mayor al valor mínimo de cuantía de 0.0025, por lo que cumple el requerimiento de la Norma. Sin embargo, la cuantía de acero vertical era menor a la cuantía mínima de 0.0025, por lo que se trabajó con la cuantía mínima según la Norma.

Para los pisos superiores del 3er piso en adelante se hace el diseño de corte para economizar.

$V_{\text{cortante}} (3\text{er piso}) = 137.6 \text{ tn}$

El área A1 obtiene la fuerza cortante $V = 0.24 \times 137.6 = 33.02 \text{ tn}$.

Tablas 12-10: Diseño por corte de placa P11 para el piso 3 al piso 7 de A1

Vu (tn)	ΦV_c (tn)	Vs (tn)
33.0	24.9	9.5

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0025	6.3	7.1 (2 Φ 3/8" @0.20m)
Acero Vertical	0.0025	6.3	7.1 (2 Φ 3/8"@0.20m)

Se coloca el acero mínimo en los pisos superiores del 3ero al 7mo piso.

✓ Para el tramo A2 y A3:

Para el diseño por capacidad el peralte efectivo es 0.8 veces la longitud del muro. Además, se toma el mismo factor 1.73 para el diseño por capacidad.

$$F'c = 280 \text{ kg/cm}^2, Lm = (0.8) \times 2.20 = 1.76\text{m}, e=0.30\text{m}$$

Tablas 12-11: Diseño por corte de placa P11 para el piso 1 al piso 2 de A2 A3

Vu (tn)	Vn max (tn)	Vu amplificado (tn)	ΦVc (tn)	Vs (tn)
66.8	229.7	115.6	39.8	89.2

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0040	12.0	12.9 (2 $\Phi 1/2''$ @0.20m)
Acero Vertical	0.0025	7.5	9.50 (2 $\Phi 3/8''$ @0.15m)

Se observa que la cuantía horizontal es mayor al valor mínimo de cuantía de 0.0025, por lo que cumple el requerimiento de la Norma. Sin embargo, la cuantía de acero vertical era menor a la cuantía mínima de 0.0025, por lo que se trabajó con la cuantía mínima según la Norma.

Para los pisos superiores del 3er piso en adelante se hará el diseño de corte para economizar el diseño.

$$V_{\text{cortante}} (3\text{er piso}) = 137.6 \text{ tn}$$

$$\text{El área A1 obtiene la fuerza cortante } V = 0.38 \times 137.6 = 52.3 \text{ tn.}$$

Tablas 12-12: Diseño por corte de placa P11 para el piso 3 al piso 7 de A2 y A3

Vu (tn)	ΦVc (tn)	Vs (tn)
52.3	39.8	14.7

	Cuantía (ρ)	As (cm ²)	As-colocado (cm ²)
Acero Horizontal	0.0025	7.1	7.1 (2 $\Phi 3/8''$ @0.20m)
Acero Vertical	0.0025	7.1	7.1 (2 $\Phi 3/8''$ @0.20m)

Se coloca el acero mínimo en los pisos superiores del 3ero al 7mo piso.

12.3.3 Requisitos mínimos para elementos de borde

Para el caso de la Placa 2, se verifica la longitud mínima de confinamiento según la norma E.060 para las dos direcciones X e Y. Para ello, se calcula el eje neutro a partir del diagrama de momento curvatura de la sección para la combinación de mayor magnitud:

Dirección X-X: $M_n = 1720$ tn-m, $P_u = 303$ tn.

Dirección Y-Y: $M_n = 2\ 180$ tn-m, $P_u = 417$ tn.

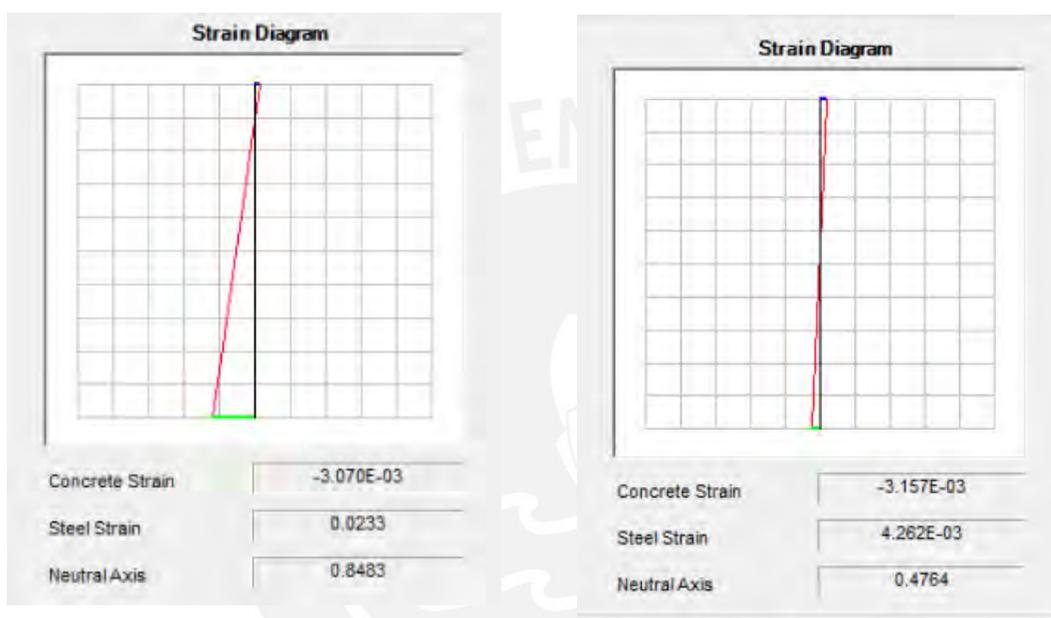


Figura 12-10: Diagrama esfuerzo – deformación en dirección X y dirección Y, respectivamente.

Como se observa en los gráficos, se puede determinar el desplazamiento del acero, en ambas direcciones, luego se procede a determinar el valor de C, en ambas direcciones respectivamente.

El valor máximo de C que no debe exceder para que no necesite confinamiento en la dirección X.

- $L_m = 2.20$ m
- $H_m = 19.25$ m
- $du = 0.011$ m (valor determinado del Etabs 2017)
- $du/H_m = 0.005$
- Entonces C límite = 0.73

El valor de C, se determina a partir de los siguientes valores:

- ϵ_c (m/m) = 0.003
- ϵ_s (m/m) = 0.022

Entonces $C = 0.003 \times (2.20 - 0.03) / (0.003 + 0.022) = 0.26$ m

En conclusión, no necesita zona de confinamiento.

En la dirección Y:

- $L_m = 3.60$ m
- $H_m = 19.25$ m
- $du = 0.092$ m (valor determinado del Etabs 2017)
- $du/H_m = 0.005$
- Entonces C límite = 1.20m

El valor de C, se determina a partir de los siguientes valores:

- ϵ_c (m/m) = 0.003
- ϵ_s (m/m) = 0.004

Entonces $C = 0.003 \times (3.60 - 0.03) / (0.003 + 0.004) = 1.53$ m

Entonces se tiene que confinar la siguiente distancia del mayor de los siguientes valores:

- $C - 0.1 \times L_m = 1.53 - 0.1 \times 3.6 = 1.17$ m
- $C/2 = 0.77$ m

Ya que solo tenemos confinado 1.05m en la parte superior que se analiza, se confina la parte inferior dónde encuentran las varillas diseñadas por corte.

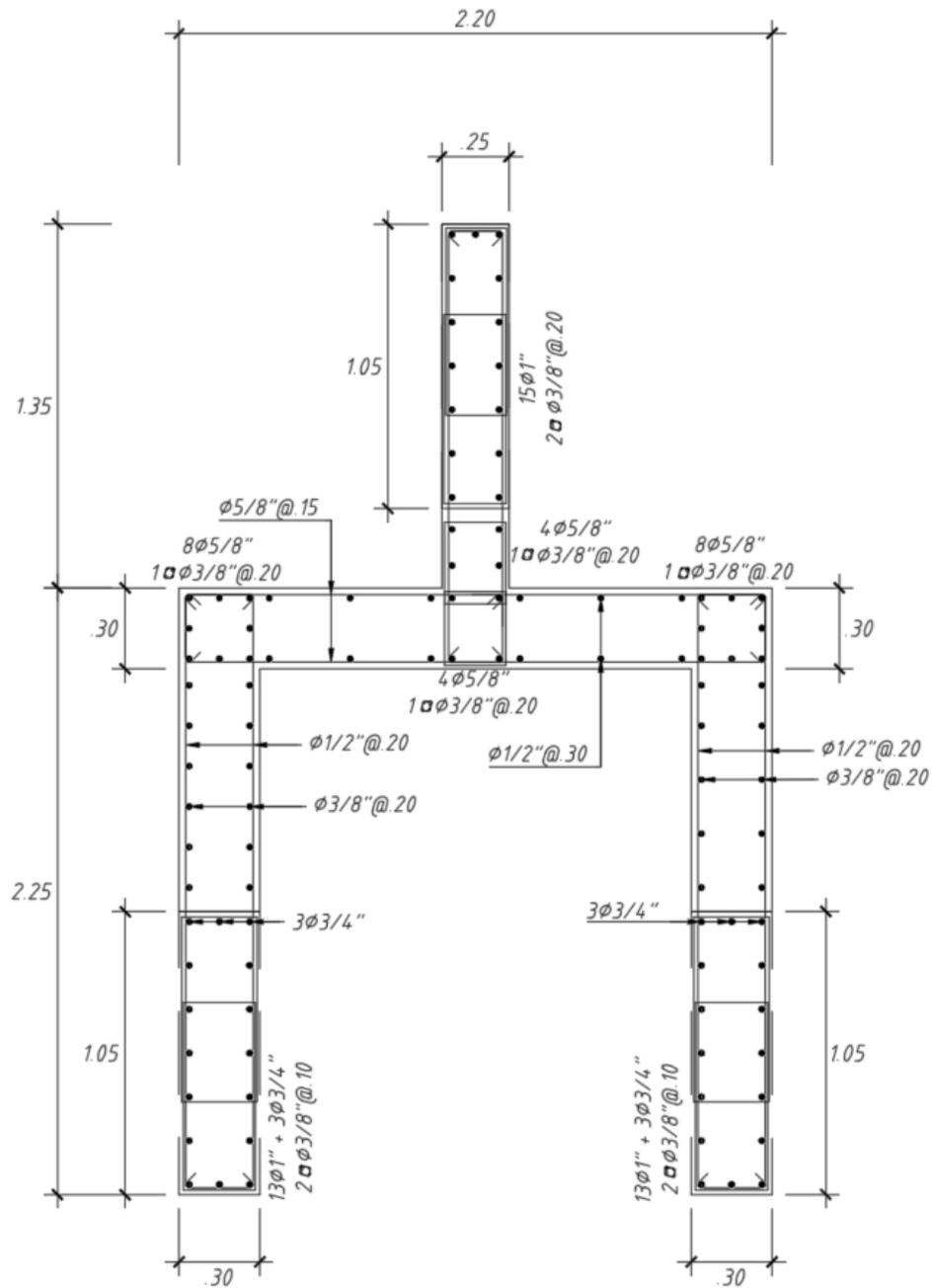


Figura 12-11: Distribución de acero de la placa PL-11

13 DISEÑO DE CIMENTACIONES

13.1 CONSIDERACIONES INICIALES

- Los diseños de las zapatas se realizan a partir de la Norma E0.50 de cimentaciones y la E0.60 de concreto armado. A partir de ambas normas, se definen las dimensiones requeridas para un comportamiento correcto del suelo y el diseño de las zapatas como elemento estructural, respectivamente.
- En este proyecto, la presión admisible del suelo es de 4.0 kg/cm² de un suelo granular de la ciudad de Lima y un peso volumétrico del suelo 1.90 g/cm³.
- El dimensionamiento por presión admisible se realiza tomando en cuenta lo dicho por la Norma peruana, por lo que las cargas actuantes de servicio dividido entre el área de la zapata deben ser menores a la presión admisible del suelo. Si se consideran las cargas por efectos sísmicos, existe un incremento del 30% de la presión admisible del suelo, según la norma E.060 (acápito 15.2.4).

$$\sigma - adm = \frac{(1 + \%PP)(P_{cm} + P_{cv})}{B * L}$$

Dónde: B = ancho de la zapata, L = Largo de la zapata

Además, se utiliza para el pre dimensionamiento, el peso propio de la zapata (PP) la cual varía dependiendo la capacidad del suelo y es un % de la carga de servicio, en este caso para $\sigma - adm = 4 \text{ kg/cm}^2$ (suelo bueno) se aplica el 5% de la carga de servicio.

Mediante lo mencionado anteriormente, la verificación de los esfuerzos máximos producidos por el conjunto de la carga axial y los momentos flectores se realiza mediante la siguiente fórmula y deben cumplir que sean menores a la presión admisible del suelo.

$$\sigma - adm > \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{B^2 * L}$$

De lo contrario, si no cumple, se deben aumentar las dimensiones de la zapata o considerar el uso de zapatas conectadas. Por último, se hace la verificación con combinación de sismo:

$$1.3\sigma > \frac{P}{A} \pm \frac{6Mx}{BL^2} \pm \frac{6My}{LB^2}$$

- Tomar en cuenta que, si los momentos son grandes, se pueden obtener valores de presiones negativas las cuales representan tracciones en la zapata, por lo que es físicamente imposible. Por ello, se tiene que realizar una redistribución de esfuerzos que solo tengan compresiones. Mediante el siguiente criterio mostrado en la Figura 13-1.

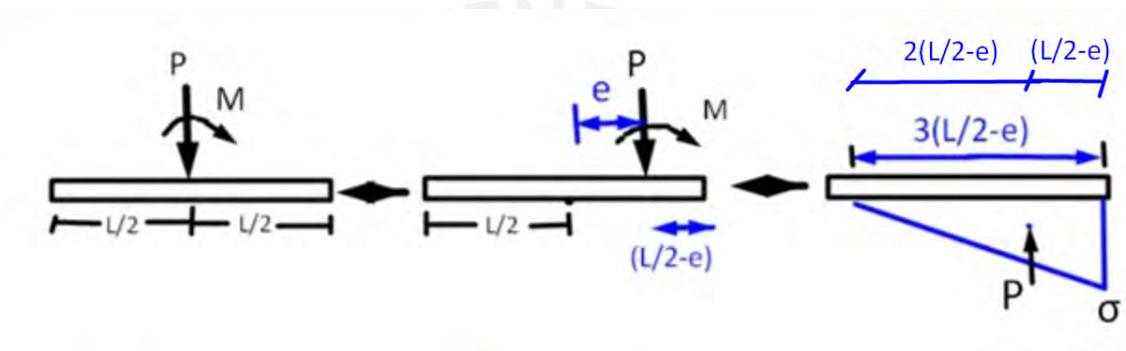


Figura 13-1: Redistribución de esfuerzos para no obtener tracciones en zapata

Dónde e = excentricidad.

Se obtiene una carga triangular que despejando da el valor de la presión máxima:

$$\sigma = 2P / 3B \times (L/2-e).$$

- Con la presión determinada, se realiza la verificación de punzonamiento y el diseño de corte, la cual determina el peralte necesario de la zapata.
- Luego se hace el diseño por flexión del refuerzo inferior de la cimentación.

13.2 DISEÑO DE ZAPATA AISLADA

A continuación, se muestra el diseño de la zapata de la columna C-03 (C: 30X80):

Tablas 13-1: Cargas recibidas a zapata por columna C-03

	P (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
CM	239.8	0.2	-1.3
CV	41.2	0.0	0.1
Sismo-X	15.1	0.1	0.3
Sismo-Y	8.0	1.8	0.3

Se estima un peso propio de 5% de la carga axial por gravedad de 14.05 tn.

Se aplica la fórmula de pre dimensionamiento de zapata:

$$A = P/\sigma$$

Dónde A = área de zapata, P = carga axial por gravedad en servicio

σ = presión admisible del suelo

Por lo tanto, A = 7.38 m².

Entonces se estima las dimensiones de B= 2.5m y L= 3.0m, pero iterando los valores, se determina que las dimensiones de la zapata son de B = 2.9m y L = 3.4m, para no sobrepasar la carga admisible del suelo.

Tablas 13-2: Presiones del suelo de zapata aislada de columna C-03 por gravedad

	σ max (tn/m ²)	σ min (tn/m ²)
Dirección X-X	31.7	31.3
Dirección Y-Y	30.0	29.9

Las presiones máximas y mínimas mostradas en la tabla anterior, no varían mucho porque existen bajos momentos flectores en ambas direcciones y se rigen más por cargas axiales de gravedad. Cabe resaltar que se consideraron cargas por sismos en los resultados, pero que tampoco varían mucho debido a la presencia de poca carga axial sísmica, dónde el esfuerzo admisible es de: $40 \times 1.3 = 52$ tn/m².

Ahora, se determinan las presiones de diseño, producto de amplificar las cargas previamente halladas.

Tablas 13-3: Presiones amplificadas bajo zapata de columna C-03

	σ_u max (tn/m ²)
1.4CM+1.7CV	43.3
1.25CM+1.25CV+SX	39.3
1.25CM+1.25CV+SY	38.7

- Diseño por punzonamiento

Se determinan en losas y cimentaciones que pueden tener fallas por perforación en sus elementos planos. Por lo tanto, se puede determinar el valor del peralte “d” de la zapata, mediante la verificación que $V_u = \Phi V_c$. Se considera un valor de $d = 0.60$ m por las iteraciones previas para que cumpla con el diseño por corte y punzonamiento.

$$V_u = \sigma_u * (A_{total} - A_o)$$

Dónde, A_{total} es el área de zapata y A_o es el área crítica de punzonamiento.

$$\Phi V_c = 0.85 * 1.06 * \sqrt{f'_c} * B_o * d$$

Dónde, B_o es perímetro del área crítica de punzonamiento y d es peralte efectivo. Entonces, se muestra el área de punzonamiento en la siguiente Figura 13-2 con un resaltado rojo.

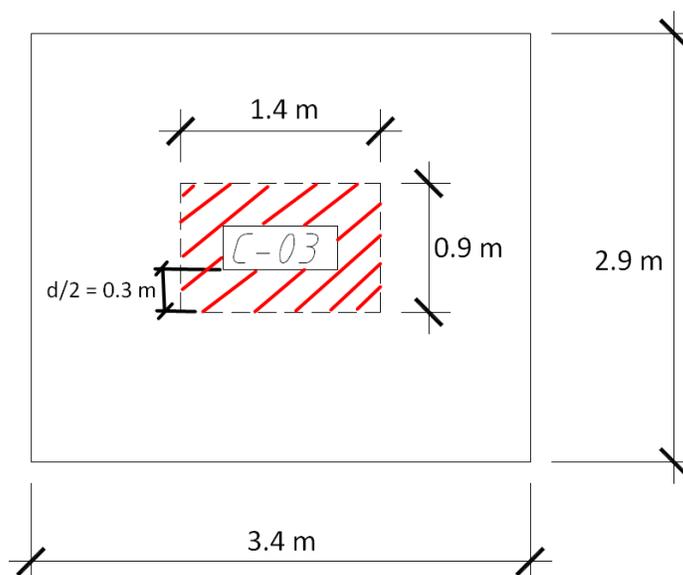


Figura 13-2: Área de punzonamiento en zapata de columna C-03

Entonces $V_u = 43.3 \times ((3.4 \times 2.9) - (1.4 \times 0.9)) = 399.8 \text{ tn}$

Ahora $\Phi V_c = 0.85 \times 1.06 \times \sqrt{280} \times 460 \times 60 = 416.1 \text{ tn}$

Se determina que no hay falla por punzonamiento porque cumple $\Phi V_c > V_u$.

- Diseño por corte

La verificación se realiza a partir de que los volados están empotrados en la cara del elemento, donde la sección crítica se encuentra ubicada a una distancia $d = 0.6 \text{ m}$ de la cara de la columna, como se observa en la siguiente Figura 13-3:

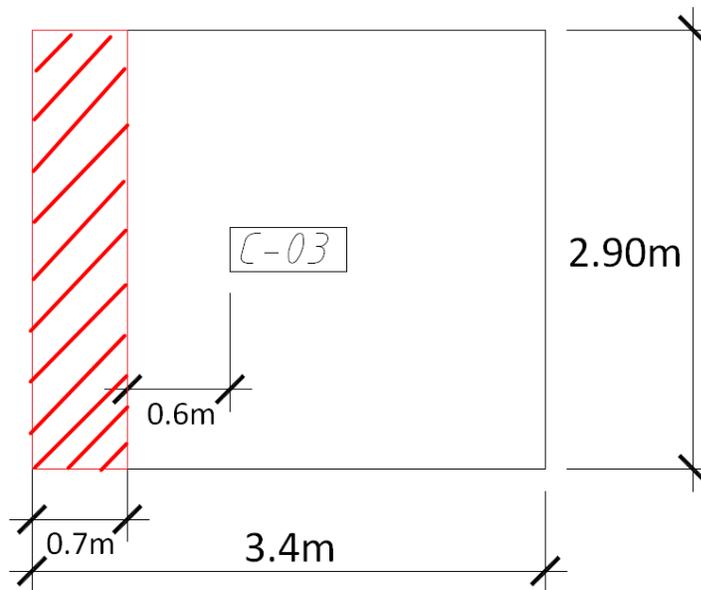


Figura 13-3: Área de corte en zapata de columna C-03

La carga última de diseño se calcula por metro de ancho:

- Dirección x-x: $V_u = \sigma_u \cdot (L_v - d) = 43.3 \times (0.7 \times 2.9) = 87.9 \text{ tn}$
- Dirección y-y: $V_u = \sigma_u \cdot (B_v - d) = 43.3 \times (0.7 \times 3.4) = 103.1 \text{ tn}$

La resistencia al diseño ΦV_c se calcula para cada dirección:

- Dirección x-x: $\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot B \cdot d = 153.7 \text{ tn}$
- Dirección y-y: $\Phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot L \cdot d = 131.1 \text{ tn}$

Se determina que no hay falla por corte porque cumple $\Phi V_c > V_u$. Por lo que se puede comprobar que el peralte de la zapata es $h = 0.6 + 0.1 = 0.7\text{m}$

- Diseño por flexión

El diseño por flexión se toma en cuenta como si fuera una viga en voladizo con una carga distribuida hacia arriba, esto genera tracción en la parte inferior del cimiento. Por ello, se coloca el refuerzo de acero en la cara inferior distribuida en ambas direcciones.

El momento último se determina por metro de ancho y se calcula en cada dirección:

- Dirección x-x: $M_u = \sigma_u \times L_v^2 / 2$
- Dirección y-y: $M_u = \sigma_u \times B_v^2 / 2$
- La separación del refuerzo no debe ser mayor a 40cm

Reemplazando valores:

$M_u = 43.3 \times 1.30^2 / 2 = 36.6 \text{ tn-m}$, entonces $A_s = 16.54 \text{ cm}^2$

Cumple usando la siguiente distribución de acero de $1 \phi 3/4" @ .15\text{m}$ en las dos direcciones.

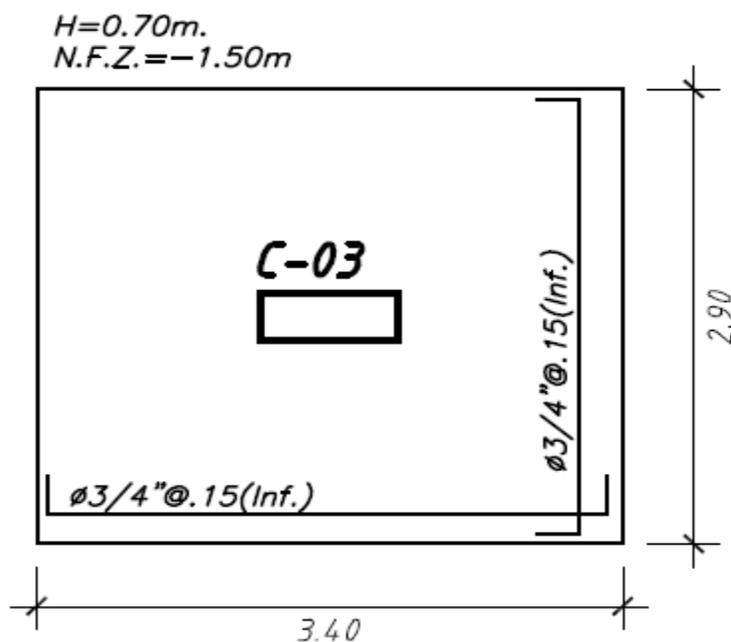


Figura 13-4: Diseño de zapata de columna C-03

13.3 DISEÑO DE ZAPATA COMBINADA

Se realiza el diseño de la zapata combinada de las placas PL-13 y PL-16, las cuales se consideran cargas de fuerzas sísmicas importantes en la dirección Y. La zapata combinada propuesta se muestra en la siguiente figura 13-5:

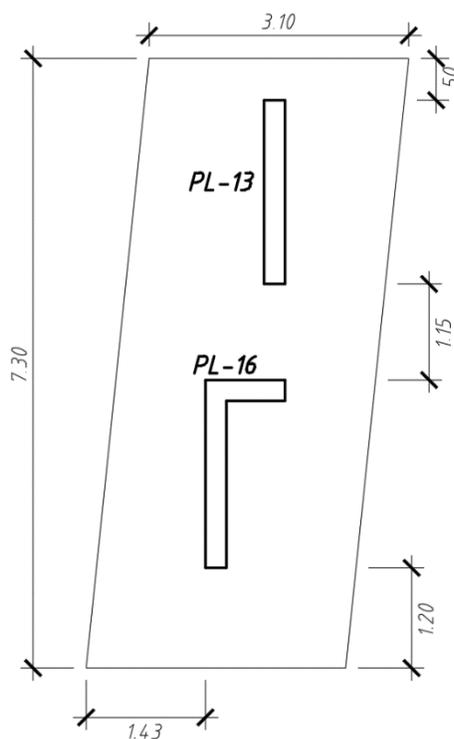


Figura 13-5: Dimensionamiento de zapata combinada de placas PL-13 y PL-16

Las placas tienen las siguientes cargas aplicadas:

Tablas 13-4: Cargas recibidas a placa PL-13

Placa 13	P (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
CM	90	0	1
CV	17	0	0
Sismo-X	8	2	3
Sismo-Y	94	0	246

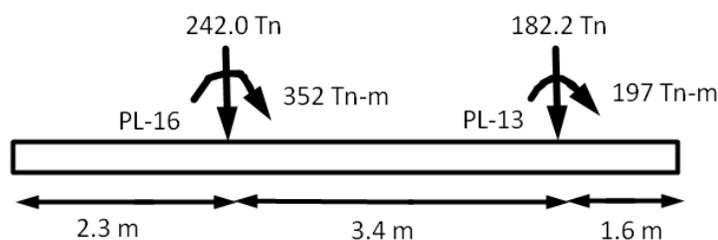
Tablas 13-5: Cargas recibidas a placa PL-16

Placa 16	P (tn)	Mx (tn-m)	My (tn-m)
CM	169	-1	4
CV	33	-5	1
Sismo-X	23	28	21
Sismo-Y	50	59	440

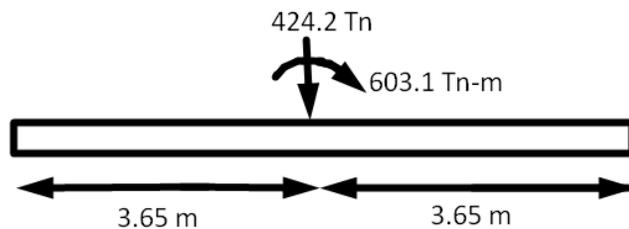
Para determinar las dimensiones de los volados, se hizo una iteración por lo que resultaron valores de volado para la zona inferior de 1.20m respecto a la cara de la placa PL-16 y para la zona superior un volado de 0.50m. Luego, se hizo la zapata combinada con un ángulo de inclinación de 5° con la finalidad de que no intersece con la placa PL-15.

Para el pre-dimensionamiento se calcula el centro de gravedad (CG) en la dirección Y, tomando en cuenta el punto a la mitad de la longitud de 7.30m, es decir 3.65m. A continuación, se hace la reducción de carga, para poder determinar la presión admisible de la zapata.

- PL-16: $P = 169 + 33 + 50 * 0.8 = 242 \text{ tn}$ / $M = 440 * 0.8 = 352 \text{ tn-m}$
- PL-13: $P = 90 + 17 + 94 * 0.8 = 182.2 \text{ tn}$ / $M = 246 * 0.8 = 196.8 \text{ tn-m}$

**Figura 13-6: Cargas aplicadas a las placas PL-13 y PL-16**

Ahora para calcular el momento $M_f = 352 + 197 + 182.2 \times 2.05 - 242 \times 1.32 = 603.1 \text{ tn-m}$

**Figura 13-7: Reducción de cargas al centro de la zapata combinada**

Entonces, $e = 603.1 / 424.2 = 1.42$

Aplicando: $\sigma = 2P / 3B \times (L/2 - e) = 2 \times 424.2 / 3 \times 3.1 \times (7.3 / 2 - 1.42) = 40.9 \text{ tn/m}^2$

- Diseño por corte

Se considera un valor de $d = 0.9\text{m}$. Se aplica el mismo criterio de hallar la fuerza cortante como si fuera una zapata aislada, como fue el caso anterior de diseño de la zapata de la columna C-03.

Tablas 13-6: Verificación de diseño por corte

σ -diseño (tn/m ²) = $\sigma \times 1.25$	51.2
d (m)	0.9
Vu (tn)	56.0
ϕV_c (tn)	210.3

Se verifica que $\phi V_c > V_u$, por ello, el valor de “d” asumido, sí es correcto y cumple holgadamente el diseño por corte. Entonces el peralte de la zapata combinada es $d + 0.1\text{m} = 1.0 \text{ m}$.

- Diseño por flexión

Para el diseño, se hace el modelo de la zapata combinada en SAP2000, el cual se aplica el esfuerzo de diseño $\sigma = 51.2 \text{ tn/m}^2$, distribuido de forma constante en toda la zapata con fines conservadores de diseño.

Dirección X:

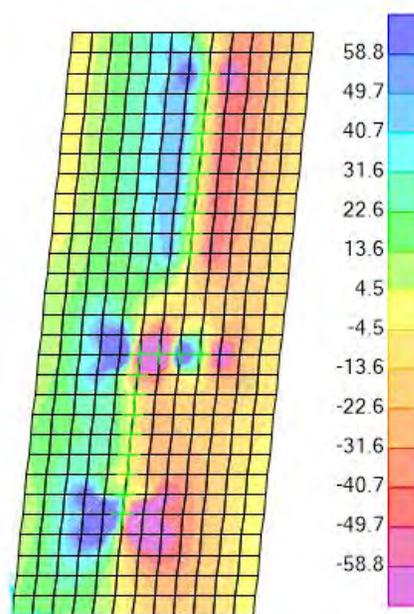


Figura 13-8: Diagrama de momentos flectores en dirección X

Se considera el máximo momento en la placa PL-16, con un $M_u = 63$ tn-m. entonces se requiere $A_s = 18.8\text{cm}^2$, que viene a ser una malla de $3/4''@.15\text{m}$.

Dirección Y:

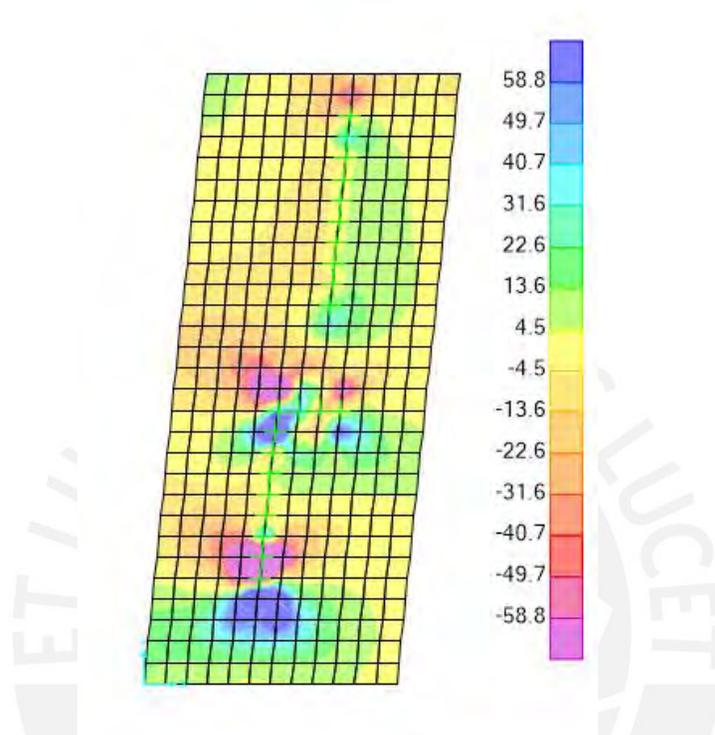


Figura 13-9: Diagrama de momentos flectores en dirección Y

Se considera el máximo momento en la placa PL-16, con un $M_u = 61$ tn-m. entonces se requiere $A_s = 17.43\text{cm}^2$, que es una malla de $3/4''@.25\text{m}$. corrido y bastón de $3/4''@.30$ en la zona de M_u . Adicionalmente se coloca acero superior por momentos menores en zona de tracción.

Finalmente, se muestra el diseño de la zapata combinada en la Figura 13-10.

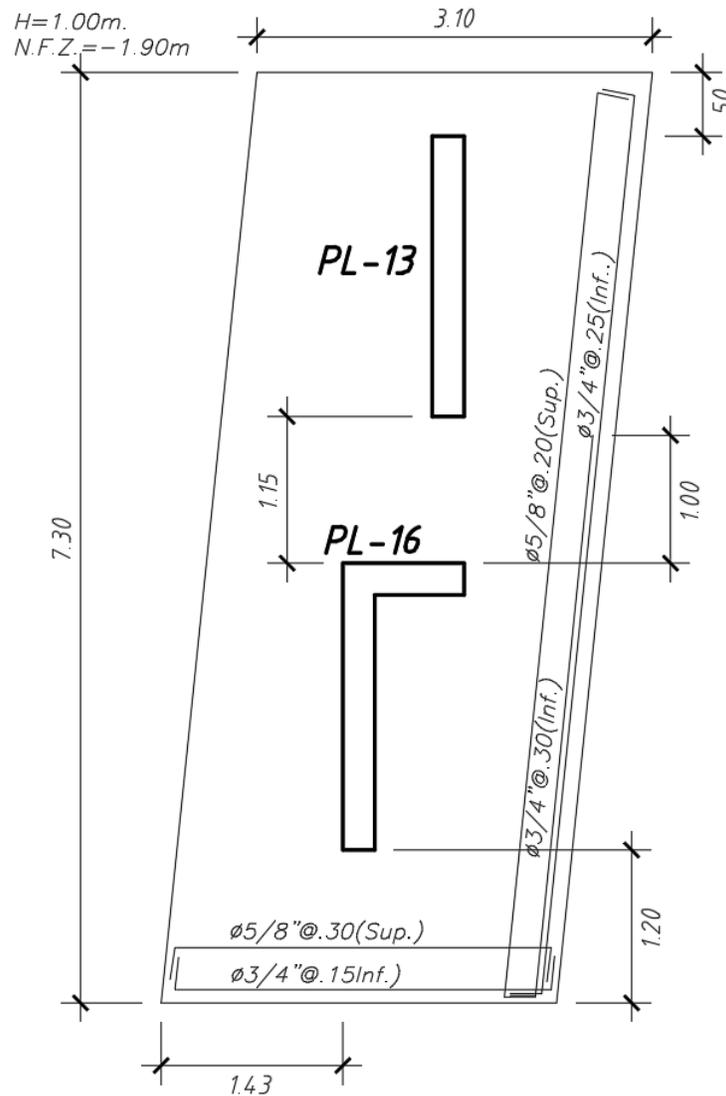


Figura 13-10: Diseño de zapata de combinada

14 DISEÑO DE ESCALERA

14.1 CONSIDERACIONES GENERALES

- El diseño de la escalera será por flexión, además de verificar que sea mayor al mínimo requerido por temperatura. Como se indicó previamente en el metrado, tiene una garganta de 0.15m.

- Las cuantías de acero deben ser mayores al 0.18% mínima cuantía de temperatura según la Norma.

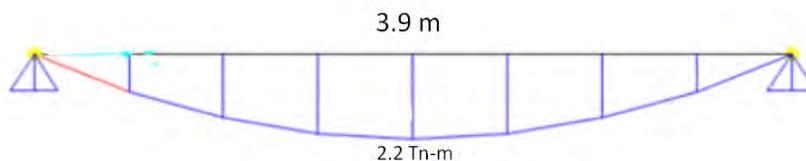


Figura 14-1: Diagrama de momentos flectores de escalera(tn-m)

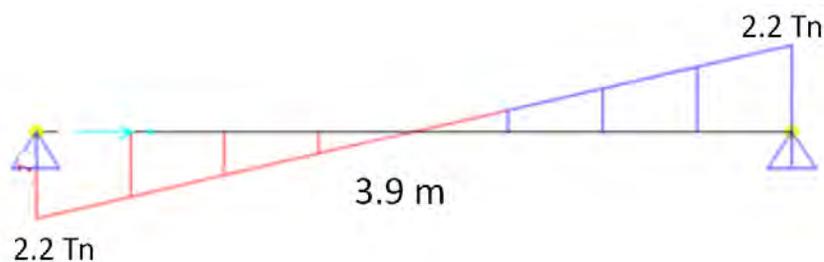


Figura 14-2: Diagrama de fuerzas cortantes de escalera (tn)

14.2 DISEÑO POR FLEXIÓN

Ancho tributario = 1.00m, $D = 15 - 3 = 12$ cm

Tabla 14-1: Diseño por flexión de escalera

	Mu (tn-m)	As (cm ²)	Acero asumido
Tramo 1	2.2	5.0	φ 3/8 @.125 (5.68 cm ²)

Además, cumple que el acero mínimo es mayor a la cuantía mínima requerida (0.42%).

14.3 DISEÑO POR CORTE

Se determina la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara de la viga

Tabla 14-2: Diseño por corte de escalera

Vu (tn)	ΦVc (tn)
2.2	7.8

No es necesario refuerzo por corte, debido a que cumple $\Phi V_c > V_u$. Finalmente, en la Figura 14-3 se muestra el diseño final de la escalera de concreto.

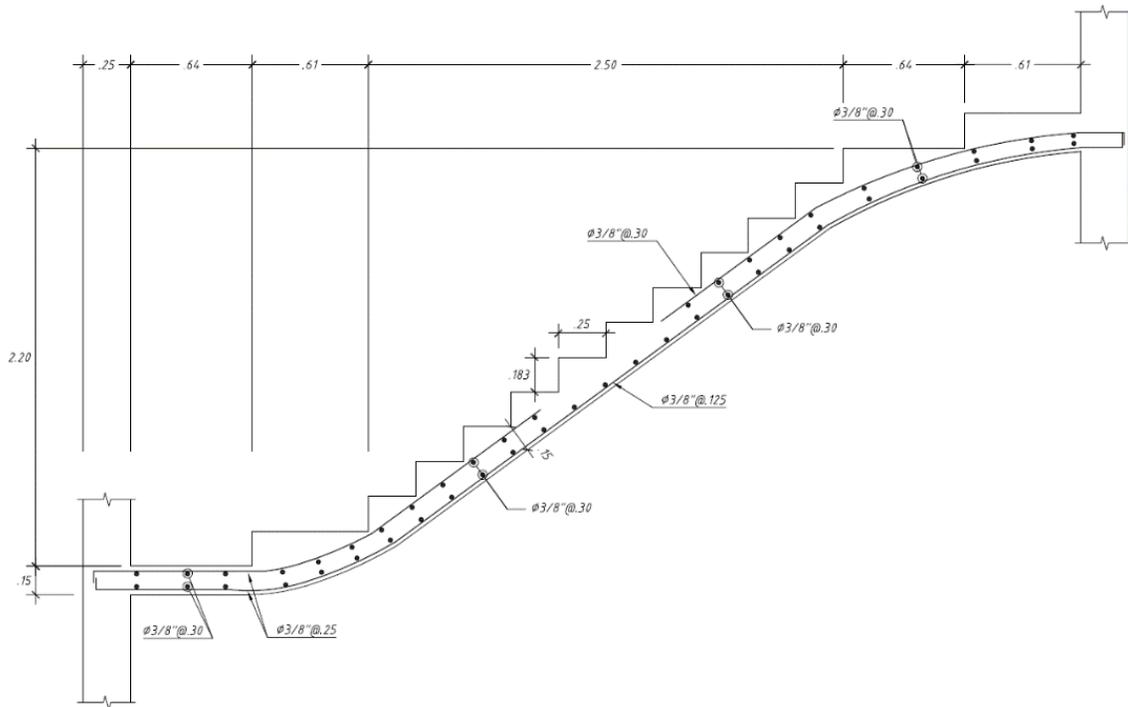


Figura 14-3: Diseño de escalera de concreto armado

15 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

15.1 CONCLUSIONES

- Con respecto a la estructuración, desde el inicio del proyecto se buscó respetar la arquitectura planteada y buscar la simetría del proyecto; de esa manera, se beneficiaban el arquitecto como nosotros, los diseñadores estructurales, para que no tengamos que luego hacer cambios durante el desarrollo del proyecto. Pero, cabe resaltar, que se tuvo que agrandar el ancho de unas columnas de 25 a 30 cm, para que cumpla su diseño.

- Con respecto al análisis sísmico, la arquitectura permitió tener placas de concreto en ambas direcciones, por lo que permite que el sistema estructural sea clasificado como muros de concreto armado donde el eje Y fue el eje más crítico porque tenía la menor rigidez lateral, debido a la menor cantidad de placas, en comparación al eje X. Eso reflejó que la deriva máxima estuviera en la dirección Y con un valor de 5.3%, que cumplió con la Norma E.030 porque es menor al límite de 7%.

También, se toma en cuenta que los periodos fundamentales del edificio obtenido del análisis modal fueron 0.36 s para el eje X y 0.61 s para el eje Y, los cuales representan la rigidez lateral presente en cada dirección. De esa manera se observa nuevamente que en el eje X se tiene una importante rigidez brindada por los muros de concreto de gran longitud, por lo que le corresponde un periodo menor, respecto al obtenido en el eje Y.

Otro punto importante, es que debido a la simetría en el eje Y, la torsión en esa dirección no fue significativa porque el factor de torsión fue 1.03, mientras que en la dirección X el factor de torsión fue 1.28, que tuvo un valor cercano al límite de 1.30; este valor es alto debido a la excentricidad de 5% que se aplica en esa dirección, por lo que se corrobora que si no se aplicaba la excentricidad según la norma E.030, tendría un valor de 1.12, que no habría problemas de torsión. A pesar de lo mencionado anteriormente, no hubo irregularidades de torsión.

En adición a ello, hubo irregularidad por esquina entrante, debido a las aberturas en las zonas laterales del edificio. Por lo que el valor de $R = 5.4$.

- Con respecto al metrado de cargas por gravedad, se verificó de manera manual el metrado de la edificación y se comparó con el metrado hecho por el software ETABS, y se obtienen resultados similares. Además, se realizó el metrado manual de la viga del eje 4 y se realizó el diseño en el software SAP2000, y se comparó con el que se obtuvo en el modelo sísmico y tuvieron resultados similares. Por lo tanto, se procedió con el diseño de todas las vigas del proyecto.
- Con respecto al diseño por flexión y flexocompresión, los elementos horizontales como losas y vigas fueron diseñados por flexión mediante solicitaciones de cargas porque eran tramos continuos y de largas luces, y no por diseño por capacidad. Para los elementos

verticales como las columnas, se observó claramente que fueron diseñadas por compresión y casi nulos momentos flectores, debido a que los requerimientos de flexocompresión fueron recibidos por las placas de concreto, por lo que las placas, en comparación de las columnas, tuvieron que requerir mayor cantidad de acero en sus núcleos confinados para que sus diagramas de interacción cumplieran las solicitudes aplicadas.

- Con respecto al diseño, se realizó un diseño conservador de las zapatas combinadas, mediante carga de presión últimos de forma distribuida en toda el área de zapata y no de forma triangular como se tendría que hacer. Sin embargo, se cumple con lo mínimo requerido por la norma peruana.

Finalmente, los elementos verticales perimetrales como las placas podrían haber tenido vigas de cimentación para poder tomar los efectos de excentricidad. Pero en este proyecto, no fueron necesarios porque estos elementos no coinciden con ningún límite de propiedad. Por lo que no se presentan zapatas excéntricas.

15.2 RECOMENDACIONES

- No sólo es importante realizar un buen diseño, sino también plasmarlo de forma adecuada en los planos de estructuras, ya que, si lo diseñado es bien entendido por el constructor, es muy probable que se construya de la forma esperada. También es importante tener en cuenta que todos los diseños realizados serán construidos. Por ello, es una buena práctica analizar constantemente “¿cómo se va a construir?” con la finalidad de lograr un diseño aún más adecuado y efectivo.
- Después de plantear la estructuración del proyecto y predimensionar los elementos estructurales. Se podía iniciar el paso del modelado en 3D del proyecto. Sin embargo, se hizo un paso previo de hacer un modelo traslacional que consta en modelar un pórtico con los elementos estructurales en una fila y aplicar las fuerzas laterales de sismo en cada nivel para verificar si cumplía con la deriva permisible. En nuestro caso, se realizó el modelo traslacional en la dirección Y, ya que era la más crítica.

Como resultado, nos brindó la información de que la deriva estaría en el rango permisible. De esa manera, se recomienda hacer este paso previo, porque permite tener resultados de

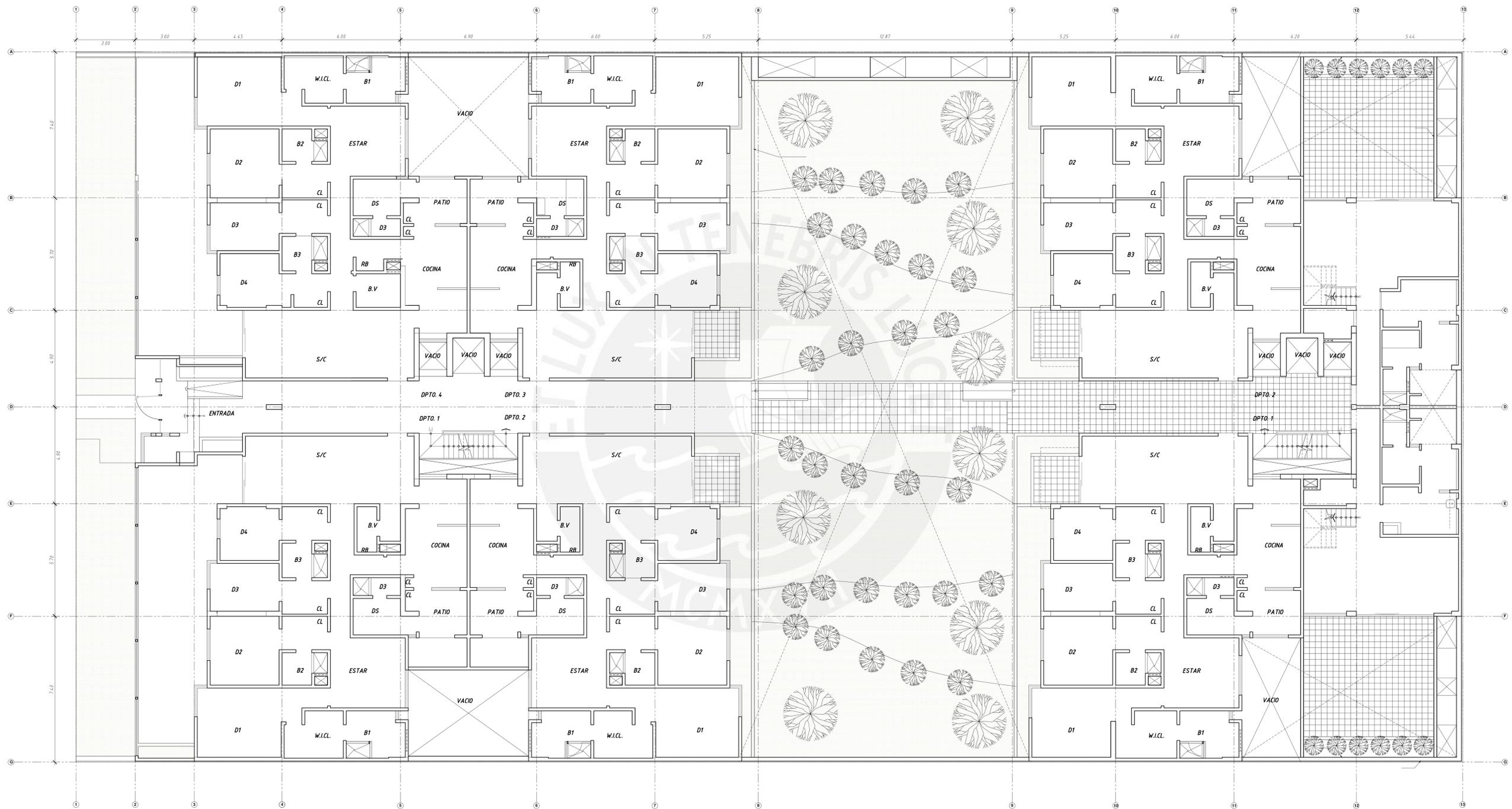
derivas y hacer reajustes, si fueran necesarios, en la estructuración y pre dimensionamiento, antes de hacer el modelo en 3D para el análisis sísmico.

- Por último, en las conclusiones se mencionó que hubo mayor rigidez de la estructura en la dirección X, porque tenía una mayor cantidad de muros de concreto y que el diseño era holgado en esa dirección.

Unos cuestionamientos que podríamos hacernos al respecto es “¿por qué no reducimos la cantidad de muros de concreto?”, “acaso fue un sobredimensionamiento?”. La respuesta está en el proceso constructivo. Porque nos podríamos ahorrar tiempo en hacer un solo encofrado del muro de concreto, en un solo vaciado y no estar encofrando una parte y otra parte relleno con muros de albañilería, ya que eso demanda tiempo y es un costo adicional. Por lo que el posible “ahorro” que pudimos haber hecho en el diseño, se ve disminuido debido a los procesos de construcción de los muros de concreto. Por esa razón, tenemos que tener criterio al momento de diseñar y tener un conocimiento de las etapas constructivas de los elementos estructurales, porque cada partida en la construcción tiene un costo y si el diseño es bueno y simplificado, se ahorra tiempo y costos.

16 BIBLIOGRAFIA

- Blanco Basco, A. (1994). Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado, 2da ed. Lima, Perú: Colegio de ingenieros del Perú.
- Blanco, A., Chang, D., & Flores, H. (2015). Conceptos de Diseño estructural de Muros de concreto armado en el Perú. Lima.
- Harsem, T. (2005). Diseño de estructuras de concreto armado 4ta ed. Lima, Perú: PUCP.
- Ottazzi, G. (2016). Apuntes del Curso Concreto Armado 1. Lima, Perú: PUCP Facultad de ciencias e ingeniería.
- Comité Técnico de Norma E.020 Cargas. (2006). Norma Técnica E.020 Cargas. Lima.
- Comité Técnico de Norma E.060 Concreto Armado. (2009). Norma Técnica E.060 Concreto Armado. Lima.
- Comité Técnico de Norma E.030 Diseño Sismorresistente. (2019). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. Lima.

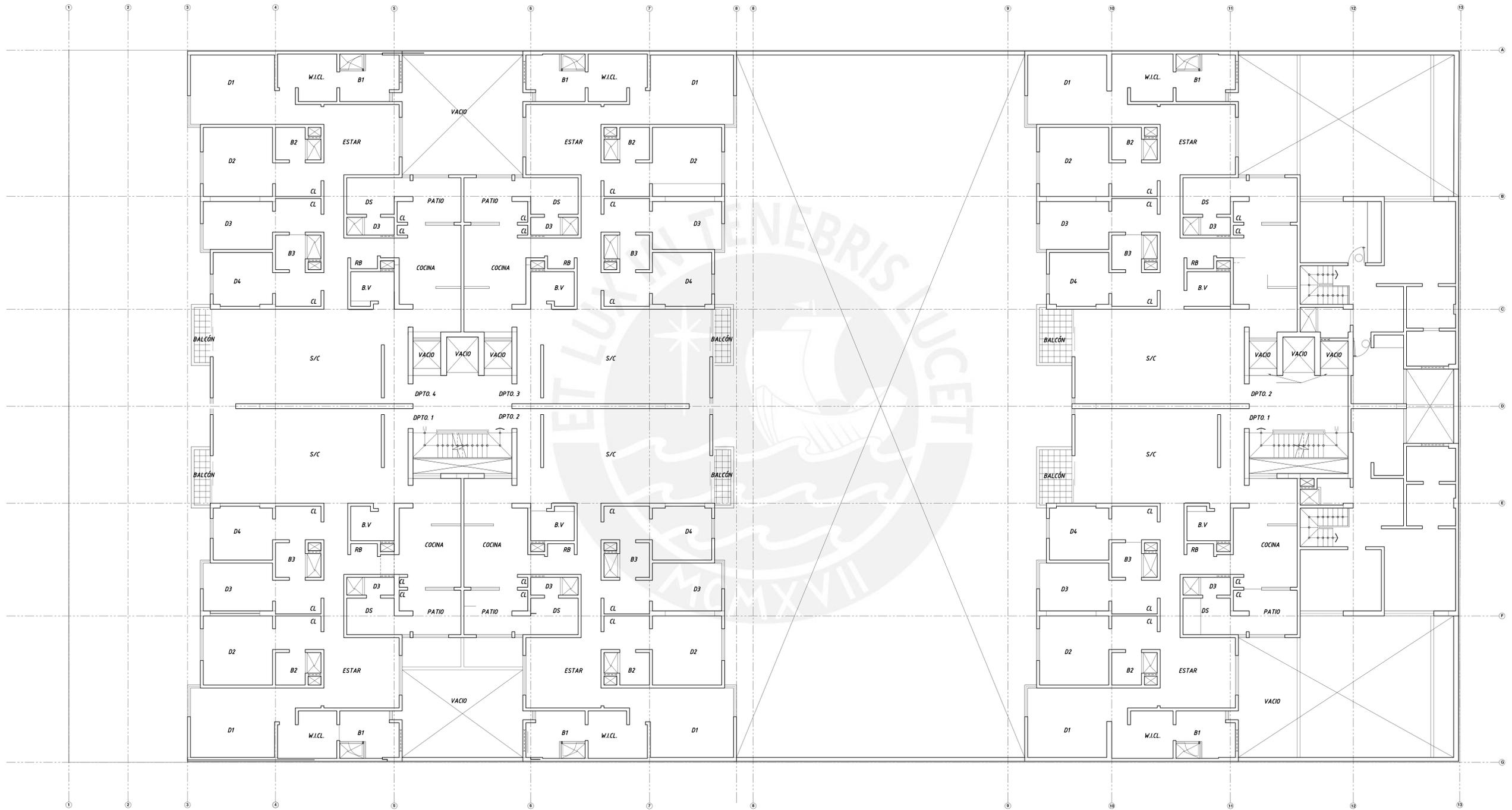


PLANTA DEL PRIMER PISO - BLOQUE A Y BLOQUE B

NOTAS:
 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE.
 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
 3.- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

1:10	0	200	400	1,60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1500	2000	0,250mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	300mm
1:100	0	2000	4000	6,000	8000	5000mm
1:100	0	2000	4000	6,000	8000	10000mm

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU				N° PROY:	#0001
PLANO: ARQUITECTURA - Planta de Primer Piso				ESCALA:	INDICADA
DISEÑO:	REVISIÓN:	CAD:	FECHA:	A-01	
Esplinoza Lucio	Esplinoza Lucio		MAYO 2020	REV. 0	



PLANTA DE PISO TÍPICO - BLOQUE A Y BLOQUE B

- ↑ N.P.F. +2.750
- ↑ N.P.F. +5.500
- ↑ N.P.F. +8.250
- ↑ N.P.F. +11.000
- ↑ N.P.F. +13.750
- ↑ N.P.F. +16.500

NOTAS :

- LA ESCALA GRÁFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
- DIMENSIONES EN MILÍMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

1:10	0	200	400	0,60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1,500	2000	0,250mm
1:50	0	0,50	1200	1800	2400	300mm
1:100	0	1000	2000	3000	4000	5000mm
1:100	0	2000	4000	0,600	8000	10000mm

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU				N° PROY:	#0001
PLANO: ARQUITECTURA - Planta Típica				ESCALA:	INDICADA
DISEÑO:	REVISIÓN:	CAD:	FECHA:	A-02	
Espinoza	Espinoza		MAYO 2020	REV. 0	

CONCRETO

1. COLOCACION-

- EL CONCRETO DEBE VACIARSE LO MAS CERCA POSIBLE DE SU UBICACION FINAL PARA EVITAR LA SEGREGACION DEBIDA A SU MANIPULACION O TRANSPORTE.
- LA COLOCACION DEBE EFECTUARSE A UNA VELOCIDAD TAL QUE EL CONCRETO CONSERVE SU ESTADO PLASTICO EN TODO MOMENTO Y FLUYA FACILMENTE DENTRO DE LOS ESPACIOS LIBRES ENTRE LOS REFUERZO.
- NO DEBE COLOCARSE EN LA ESTRUCTURA CONCRETO QUE SE HAYA ENDURECIDO PARCIALMENTE, O QUE SE HAYA CONTAMINADO CON MATERIALES EXTRAÑOS.
- NO DEBE UTILIZARSE CONCRETO AL QUE DESPUES DE PREPARADO SE LE ADICIONE AGUA, NI QUE HAYA SIDO MEZCLADO DESPUES DE SU FRAGUADO INICIAL.
- UNA VEZ INICIADA LA COLOCACION DEL CONCRETO, ESTA DEBE EFECTUARSE EN UNA OPERACION CONTINUA HASTA QUE SE TERMINE EL LLENADO DEL PANEL O SECCION DEFINIDA POR SUS LIMITES O JUNTAS ESPECIFICADAS.
- LA SUPERFICIE SUPERIOR DE LAS CAPAS COLOCADAS ENTRE ENCOFRADOS VERTICALES DEBE ESTAR A NIVEL.
- TODO CONCRETO DEBE COMPACTARSE CUIDADOSAMENTE POR MEDIOS ADECUADOS DURANTE LA COLOCACION, Y DEBE ACOMODARSE POR COMPLETO ALREDEDOR DEL REFUERZO, DE LAS INSTALACIONES EMBEBIDA, Y EN LAS ESQUINAS DE LOS ENCOFRADOS.

2. CURADO-

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

3. ENCOFRADO-

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

4. CALIDAD DEL CONCRETO-

ELEMENTO	RESISTENCIA A LA COMPRESION DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS, (f'c)	TAMANO MÁXIMO DEL AGREGADO	SLUMP MÁXIMO
FALSAS ZAPATAS (CONCRETO CICLOPEO + 30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN)	100 kg/cm ²	6"	4"
CIMENTOS CORRIDOS DE CONCRETO SIMPLE (CONCRETO CICLOPEO) + 30% DE PIEDRA GRANDE EN VOLUMEN	100 kg/cm ²	4"	4"
ZAPATAS AISLADAS DE LAS COLUMNAS	280 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS DE LAS PLACAS	280 kg/cm ²	2"	4"
ZAPATAS CORRIDAS DE LOS MUROS DE CIMENTACION	280 kg/cm ²	2"	4"
PLACAS Y COLUMNAS DE C*A*	280 kg/cm ² - De Cimentacion a 7mo Piso	1"	4"
VIGAS Y LOSAS EN LOS ENCOFRADOS DE TECHO	210 kg/cm ²	—	—
COLUMNAS DE ARRIOSTRE EN LA TABIQUERIA	175 kg/cm ²	3/4"	4"

5. ACERO DE REFUERZO-

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

6. RECUBRIMIENTOS-

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

ELEMENTO	RECUBRIMIENTO
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS CONTRA EL SUELO	7.0 cm
ZAPATAS AISLADAS Y CORRIDAS VACIADAS SOBRE UN SOLADO	4.0 cm
SUPERFICIES DE MUROS Y LOSAS EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	3.5 cm
SUPERFICIES DE MUROS QUE NO ESTEN EN CONTACTO CON AGUA O TERRENO	2.0 cm
PLACAS, MUROS Y LOSAS	2.0 cm
COLUMNAS	4.0 cm
COLUMNAS EN LAS CISTERNAS	5.0 cm
VIGAS	4.0 cm
COLUMNETAS EN TABIQUERIA	2.0 cm

- LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS DE CONCRETO QUE SE INDICAN EN LOS PLANOS NO INCLUYEN SUS ACABADOS.
- LAS JUNTAS DE CONSTRUCCION PARA EL VACIADO DE CONCRETO QUE NO ESTEN ESPECIFICADAS EN LAS PLANTAS O DETALLES DE ESTOS PLANOS, DEBERAN SER UBICADAS Y APROBADAS POR EL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- NO SE CONSIDERARA EN LA CONSTRUCCION DUCTOS O PENETRACIONES ADICIONALES A LAS INDICADAS EN LOS PLANOS SIN LA APROBACION PREVIA DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS EN ESTOS PLANOS ESTAN REPRESENTADOS DIAGRAMATICAMENTE, ASI, NO ESTAN NECESARIAMENTE DIBUJADAS SUS DIMENSIONES REALES.
- LOS EMPALMES DE LOS REFUERZOS DEBERAN EFECTUARSE SOLAMENTE EN LAS POSICIONES MOSTRADAS EN LOS DETALLES ESTOS PLANOS CUANDO LOS EMPALMEN EMPALMES QUE NO SE ENCUENTREN ESPECIFICADOS EN ESTOS PLANOS, DEBERAN ESTOS PODER DESARROLLAR TODA LA RESISTENCIA DEL REFUERZO QUE SE INDICA.
- PODRAN SOLDARSE LOS REFUERZOS SOLO CON LA PREVIA AUTORIZACION DEL INGENIERO ESTRUCTURAL.
- LOS REFUERZOS NO SERAN CONTINUOS EN LAS JUNTAS DE CONTRACCION.

ESPECIFICACIONES GENERALES

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

CARGAS

CARGAS VIVAS-

REGLAMENTO	E-0.20
VIVIENDAS	200 kg/m ²
CORREDORES Y ESCALERAS	200 kg/m ²
AZOTEA	100 kg/m ²

PARAMETROS SISMORRESISTENTE

REGLAMENTO	E-0.30
FACTOR DE ZONA, Z	0.45
FACTOR DE USO, U	1.00
FACTOR DE SUELO, S	1.00
COEFICIENTES DE REDUCCION PARA LAS SOLICITACIONES SISMICAS, R	R _x =5.40 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO) R _y =5.40 (IRREGULAR Y MUROS DE CONCRETO)
RESULTADOS DEL ANALISIS SISMICO	
DIRECCION X-X: -T _{xx} = 0.360 s.	
-MÁXIMO DESPLAZAMIENTO EN LA AZOTEA = 2.01 cm	
-MÁXIMA DERIVA DE ENTREPISO = 0.0033 hei	
-RELATIVO DE ENTREPISO = 0.35cm	
DIRECCION Y-Y: -T _{yy} = 0.613 s.	

ÍNDICE DE NOMENCLATURAS

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

CIMENTACIONES

- REFERIRSE AL ESTUDIO DE SUELOS DESARROLLADO POR LA EMPRESA EDDY SCIPION INGENIEROS EIRL CON FECHA: SETIEMBRE AÑO 2017.

2. RESUMEN DE LAS CONDICIONES PARA LA CIMENTACION

TIPO DE CIMENTACION	-ZAPATAS AISLADAS Y COMBINADAS DE CONCRETO ARMADO
ESTRATO DE APOYO	-GRAVA ARENOSA MAL GRADUADA
PROFUNDIDAD MÍNIMA DE CIMENTACION	-1.00m (CON RESPECTO AL NIVEL DE PISO TERMINADO QUE TIENE EL CUARTO SÓTANO)
PRESION ADMISIBLE	4.00 kg/cm ²
MÁXIMO ASENTAMIENTO ESPERADO	-0.80 cm
PROFUNDIDAD DEL NIVEL FREÁTICO	NO SE ENCONTRÓ NAPA FREÁTICA.
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	-NO SE ENCONTRÓ UNA CONCENTRACION CONSIDERABLE DE SULFATOS O SALES AGRESIVAS. USAR CEMENTO PORTLAND TIPO I EN EL CONCRETO DE LA CIMENTACION Y DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON SUELO. EMPLEAR ALGÚN IMPERMEABILIZANTE EN LOS ACABADOS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EN CONTACTO CON AGUA.

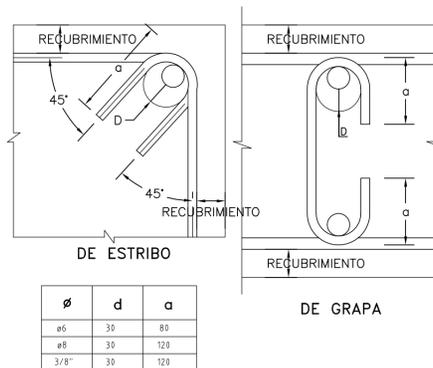
- LAS EXCAVACIONES DEBERAN MANTENERSE LIBRES DE AGUA ANTES Y DURANTE LOS VACIADOS DEL CONCRETO.
- NO DEBE CIMENTARSE SOBRE TURBA, SUELO ORGÁNICO, TIERRA VEGETAL, DESMORTE Y RELLENOS SANITARIOS O ARTIFICIALES. ESTOS MATERIALES INADECUADOS DEBERAN SER REMOVIDOS EN SU TOTALIDAD, ANTES DE CONSTRUIR LA EDIFICACION Y DEBEN SER REEMPLAZADOS CON MATERIALES ADECUADOS DEBIDAMENTE COMPACTADOS.
- EN CASO DE QUE AL NIVEL DE CIMENTACION SE ENCUENTRE UN LENTE BOLSÓN DE LIMO O ARENA, DEBERA PROFUNDIZARSE LA EXCAVACION HASTA SOBREPASARLOS EN POR LO MENOS 0.20m, Y SE VACIARA EN LA ALTURA DE LA SOBRE EXCAVACION EFECTUADA UN FALSO CIMENTO DE CONCRETO CICLOPEO.
- LAS CISTERNAS DEBERAN SER CUIDADOSAMENTE IMPERMEABILIZADAS EN TODAS SUS SUPERFICIES.
- LAS INSTALACIONES DE AGUA Y DESAGUE DEBERAN CONSTRUIRSE DE TAL MANERA QUE NO SE PRODUZCAN PERDIDAS DE AGUA QUE AFECTEN LAS CARACTERISTICAS FÍSICO MECANICAS DE LOS SUELOS PARA EL APOYO DE LA CIMENTACION YA QUE PODRIAN DISMINUIR SUS CAPACIDADES PORTANTES.
- EN LAS ÁREAS DONDE SE CONSTRUYAN PISOS, TERRAZAS O PATIOS, DEBERAN RETIRARSE LAS CAPAS SUPERIORES DE RELLENO EN UN ESPESOR NO MENOR A 0.25m Y REEMPLAZARCE ESTAS POR UN MATERIAL GRANULAR SELECCIONADO QUE SE COLOCARA EN CAPAS DE NO MAS DE 0.15m DE ESPESOR COMPACTADAS AL 95% DE LA MÁXIMA DENSIDAD SECA DEL ENSAYO PROCTOR MODIFICADO. DE ESTA MANERA SE LOGRARA UN APOYO ADECUADO PARA LOS PISOS Y SE EVITARA LA APARICION DE RAJADURAS EN ESTOS. REVISAR TAMBIEN LAS INDICACIONES QUE SE ALCANZAN EN EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS.

ALBAÑILERIA NO PORTANTE

RESISTENCIA A COMPRESION DE LA ALBAÑILERIA	RESISTENCIA A COMPRESION DE CADA UNIDAD
f'm = 65 Kg/cm ²	f'b = 140 Kg/cm ²

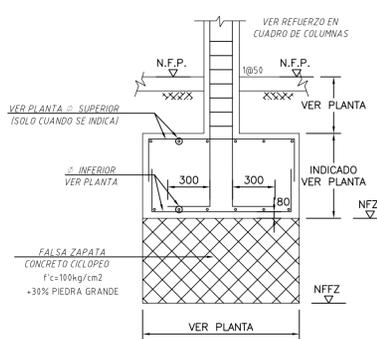
- CARACTERISTICAS DE LA ALBAÑILERIA NO PORTANTE

1) Ladrillos perforados de arcilla, tipo IV de .13 x .24 x .09

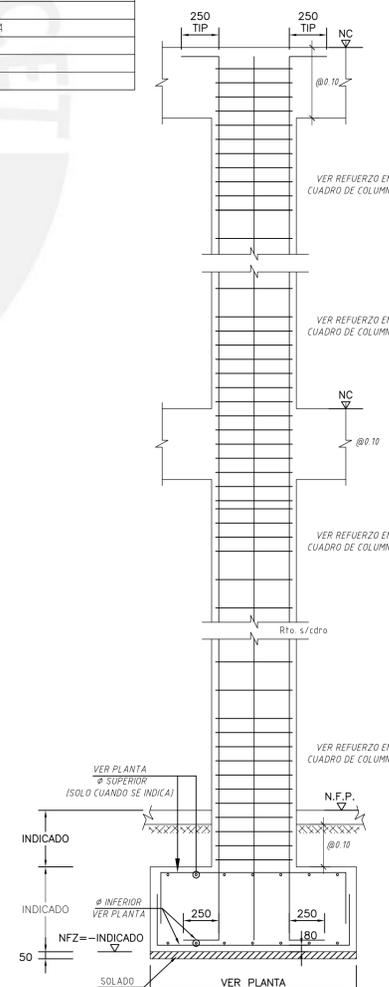


∅	d	a
#6	30	80
#8	30	120
3/8"	30	120

DETALLE TIPICO DE DOBLADO DE ESTRIBOS
ESCALA 1/2E



DETALLE TIPICO DE FALSA ZAPATA
ESCALA 1/2E



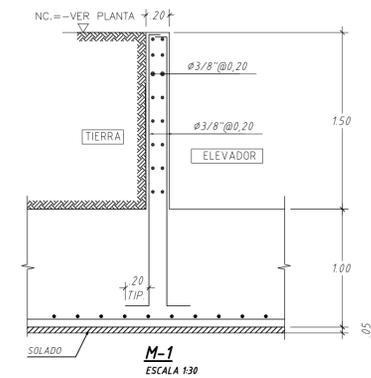
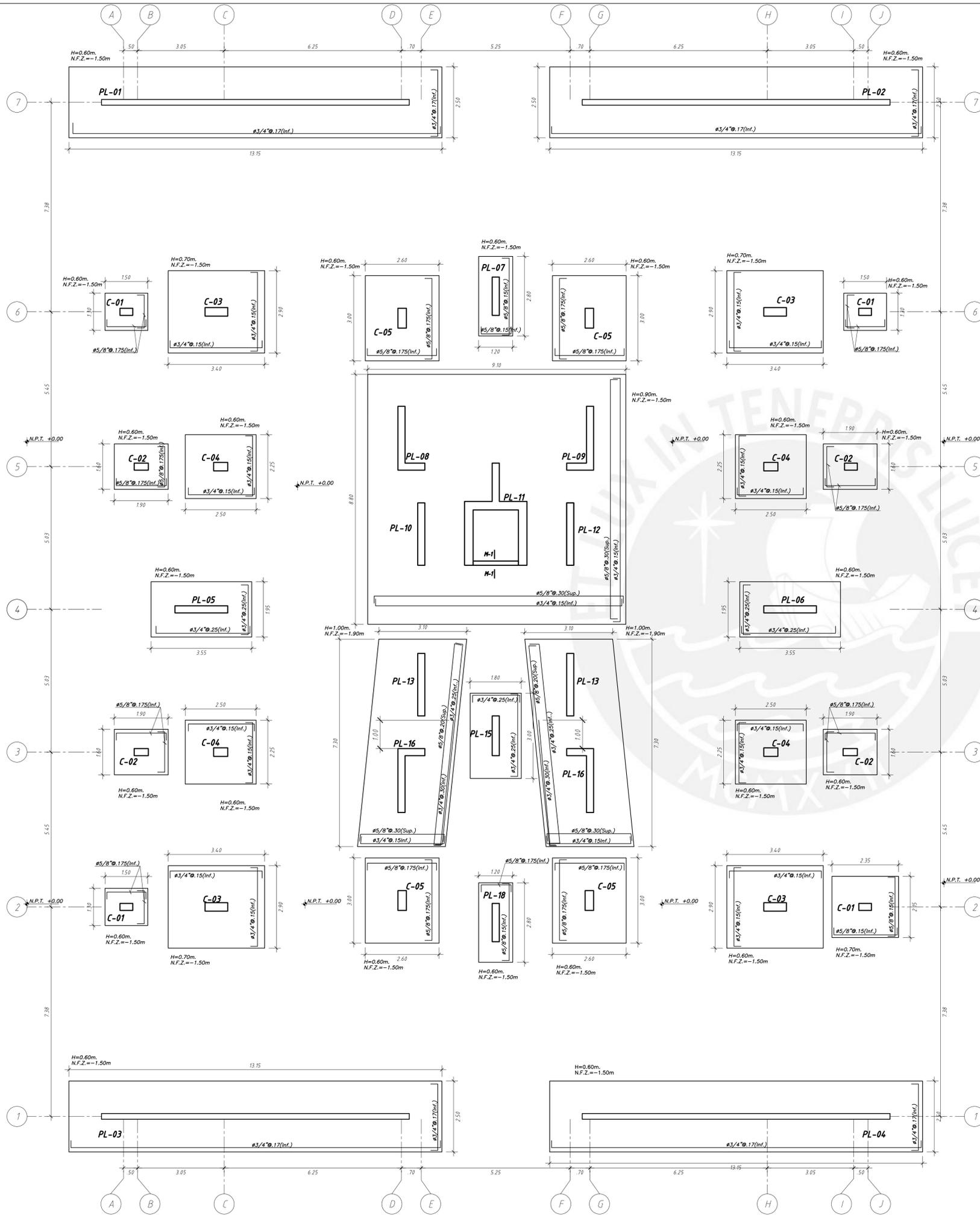
DETALLE TIPICO DE ANCLAJE REFUERZO TRANSVERSAL REMATE DE COLUMNAS Y NUCLEO DE PLACAS
ESCALA 1/2S

NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE.
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

1:10	0	200	400	0,60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1500	2000	0,250mm
1:30	0	0,60	1200	1800	2400	300mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	5000mm
1:100	0	2000	4000	0,600	8000	10000mm

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU			N° PROY: #0001
	PLANO: NOTAS ESTRUCTURALES & DETALLES			
DISEÑO: Chávez Apeña Arturo Antón	REVISION: Chávez Apeña Arturo Antón	CAD: Chávez Apeña Arturo Antón	FECHA: MARZO 2020	E-01 REV. 0

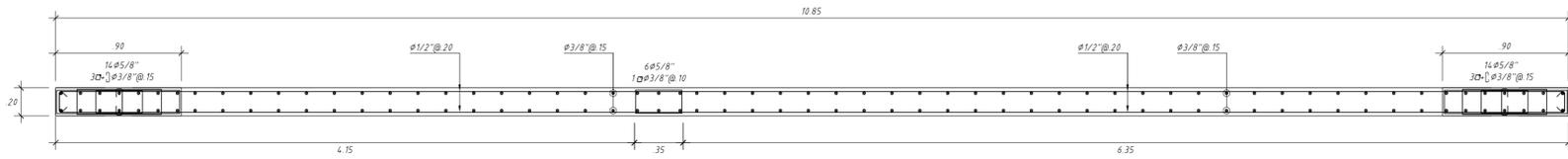


NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

1:10	0	200	400	0,60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1500	2000	0,250mm
1:30	0	0,60	1200	1800	2400	300mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	5000mm
1:100	0	2000	4000	0,600	8000	10000mm

	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			N° PROY: #0001
	PLANO:	CIMENTACION		ESCALA: INDICADA
DISEÑO: Chávez Apeña Arturo Antolin	REVISION: Chávez Apeña Arturo Antolin	CAD: Chávez Apeña Arturo Antolin	FECHA: MARZO 2020	E-02 REV. 0

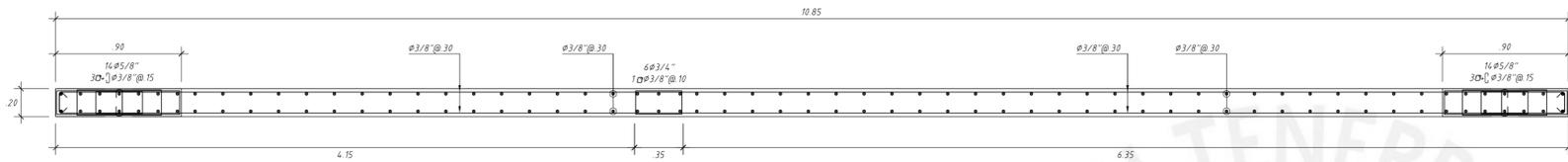


PL-01 (1er - 4to. Piso)
(f'c=280kg/cm2)

PL-03 (1er - 4to Piso)
(f'c=280kg/cm2)

PL-04 (1er - 4to Piso)
(f'c=280kg/cm2)

PL-05 (1er - 4to Piso)
(f'c=280kg/cm2)

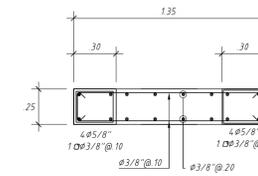


PL-01 (5to - 7mo. Piso)
(f'c=280kg/cm2)

PL-03 (5to - 7mo. Piso)
(f'c=280kg/cm2)

PL-04 (5to - 7mo. Piso)
(f'c=280kg/cm2)

PL-05 (5to - 7mo. Piso)
(f'c=280kg/cm2)

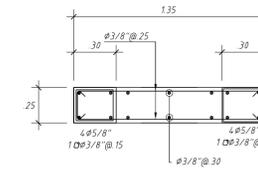


PL-07 (1er al 4to Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-18 (1er al 4to Piso)

(f'c=280kg/cm2)

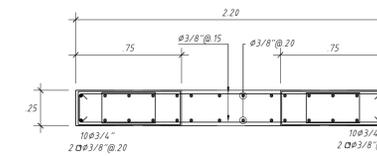


PL-07 (5to al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-18 (5to al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)



PL-10 (1er y 2do. Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-12 (1er y 2do Piso)

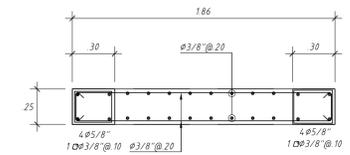
(f'c=280kg/cm2)

PL-13 (1er y 2do Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-14 (1er y 2do Piso)

(f'c=280kg/cm2)

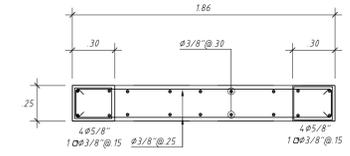


PL-05 (1er al 4to Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-06 (1er al 4to Piso)

(f'c=280kg/cm2)

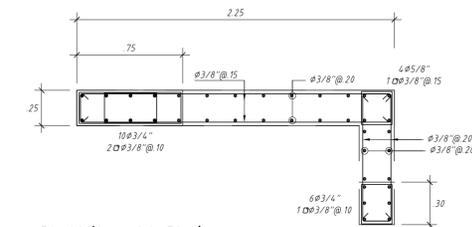


PL-05 (5to al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-06 (5to al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)



PL-08 (1er y 2do Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-09 (1er y 2do Piso)

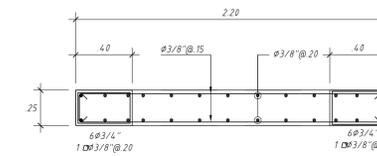
(f'c=280kg/cm2)

PL-16 (1er y 2do Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-17 (1er y 2do Piso)

(f'c=280kg/cm2)



PL-10 (3er al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-12 (3er al 7mo Piso)

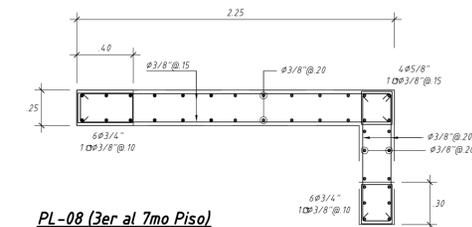
(f'c=280kg/cm2)

PL-13 (3er al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-14 (3er al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)



PL-08 (3er al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)

PL-09 (3er al 7mo Piso)

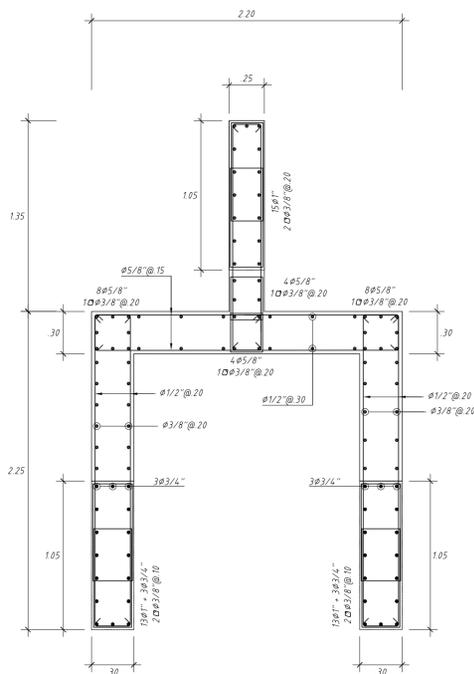
(f'c=280kg/cm2)

PL-16 (3er al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)

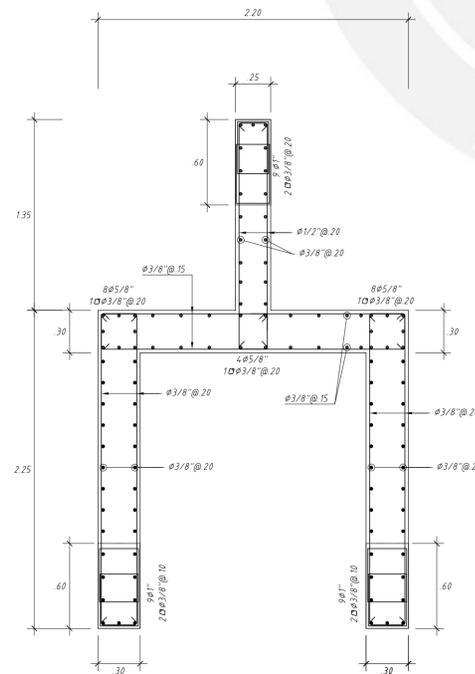
PL-17 (3er al 7mo Piso)

(f'c=280kg/cm2)



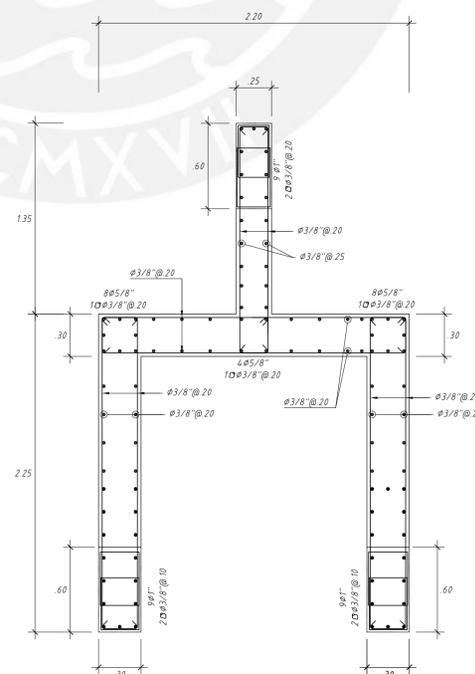
PL-11 (1er y 2do Piso)

(f'c=280kg/cm2)



PL-11 (3er y 4to Piso)

(f'c=280kg/cm2)



PL-11 (5to al 7mo Piso)

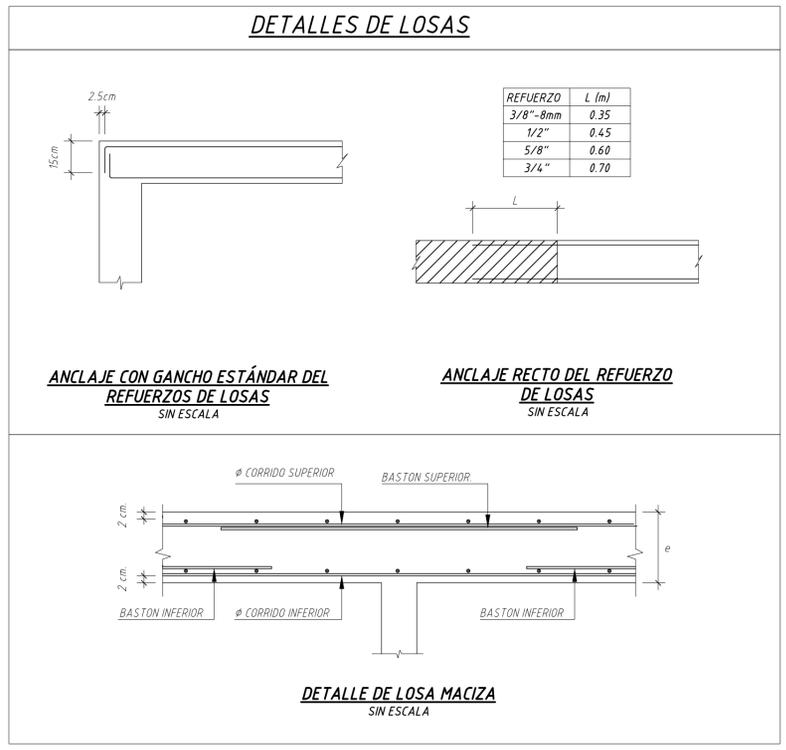
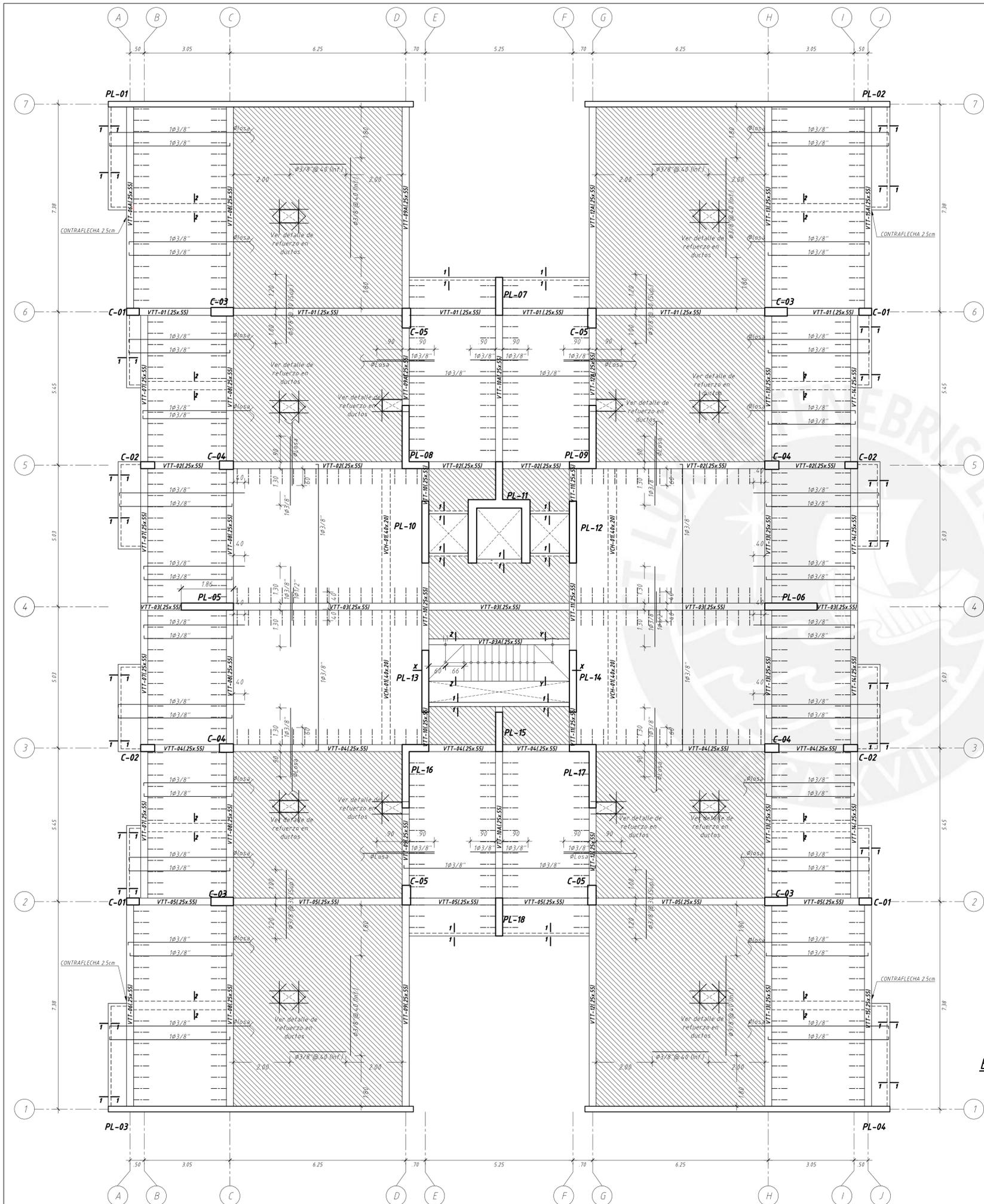
(f'c=280kg/cm2)

NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

1:10	0	200	400	0,60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1,500	2000	0,250mm
1:30	0	0,60	1200	1800	2400	300mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	5000mm
1:100	0	2000	4000	0,600	8000	10000mm

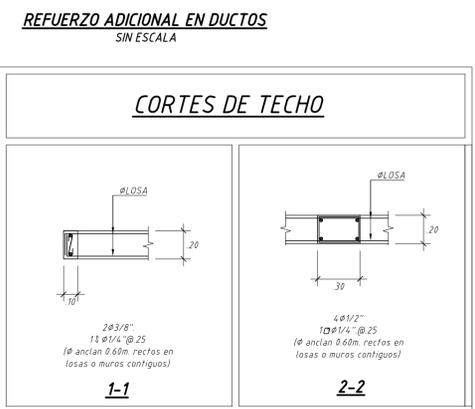
	PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ			N° PROY:
	PLANO: PLACAS			#001
DISEÑO: Chávez Apeña Arturo Antolin	REVISIÓN: Chávez Apeña Arturo Antolin	CAD: Chávez Apeña Arturo Antolin	FECHA: MARZO 2020	ESCALA: INDICADA
				E-03 REV. 0



MAX DIMENSION	REFUERZO
0.30 @ 0.45	1 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.45 @ 0.75	2 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.75 @ MAS	3 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO

NOTAS:

- 1- TODOS LOS DUCTOS MAYORES DE 0.30m SE REFORZARAN CON EL PRESENTE DETALLE
- 2- ESTAS BARRAS SON ADICIONALES A LAS PRESENTADAS EN PLANTA.



ENCOFRADO DE TECHO TÍPICO DEL 1RO. AL 6TO. PISO

ESCALA: 1/75
(S/C=200 kg/m²)

N.P.T. +2.75m	N.P.T. +5.50m	N.P.T. +8.25m	N.P.T. +11.00m	N.P.T. +13.75m	N.P.T. +16.75m
0	0	0	0	0	0
200	500	0,60	1000	2000	4000
400	1000	1500	1800	2400	3000mm
0,60	1200	1800	2400	3000	4000
1000	2000	3000	4000	5000mm	10000mm
2000	4000	0,600	8000	10000mm	

- LOSA DE H=0.20m
- LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES @ 40
- (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)
- LOSA DE H=0.20m
- LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø3/8" @ 40
- MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø3/8" @ 20
- (En las plantas sólo se muestran los refuerzos corridos y bastones para estas losas)

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERU

Nº PROJ: #001

PLANO: ENCOFRADO PISO TÍPICO

ESCALA: INDICADA

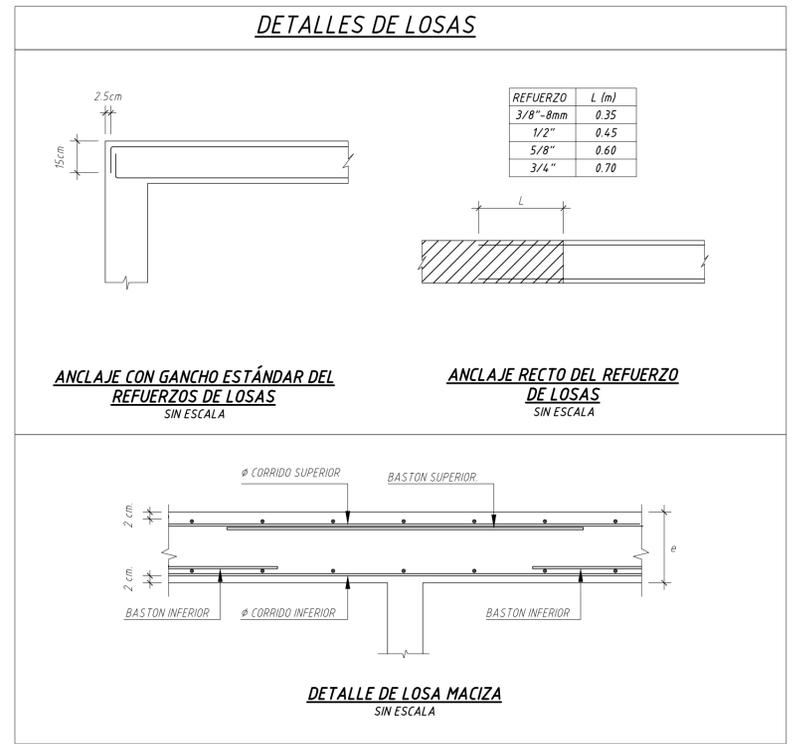
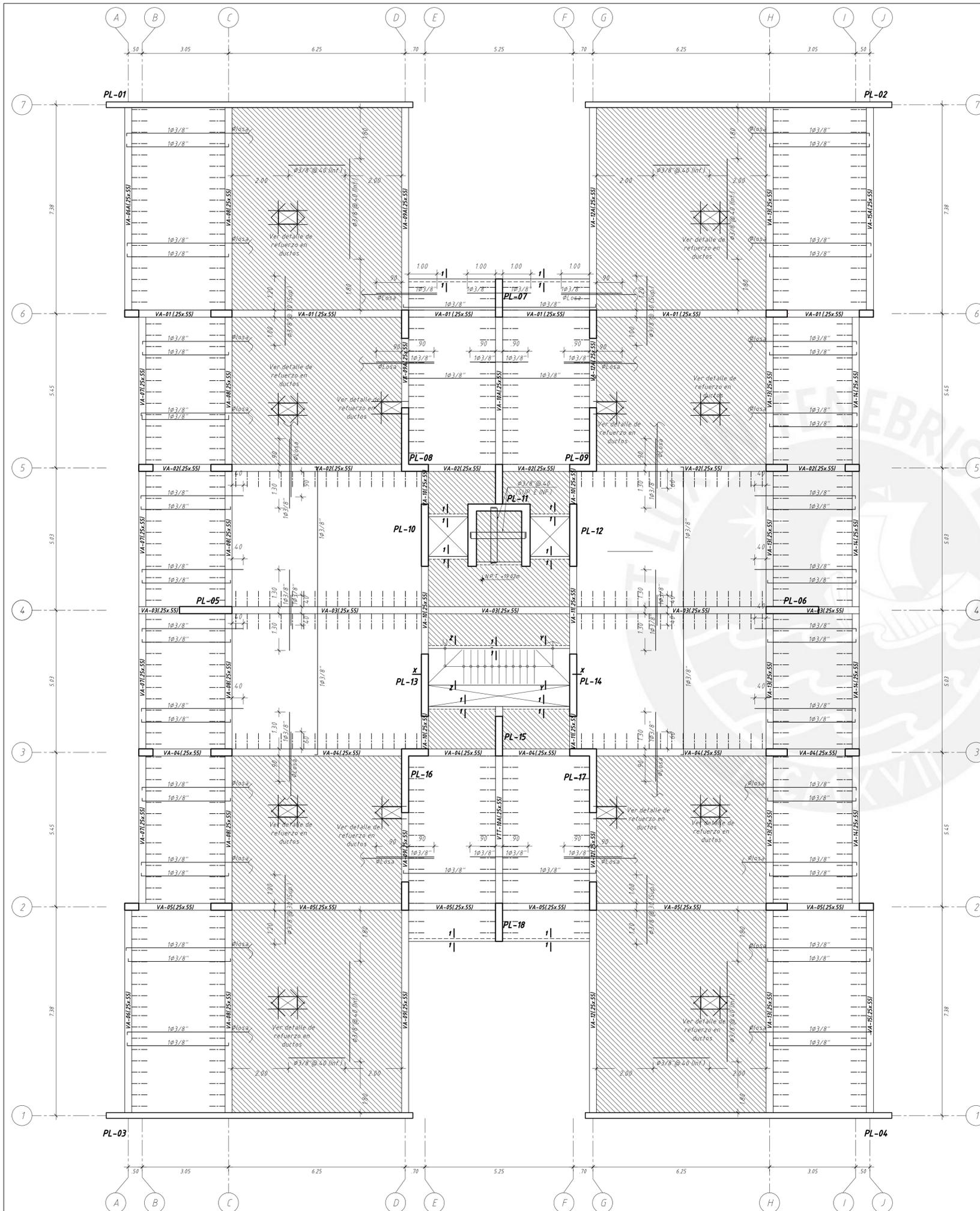
DISEÑO: Chávez Apeña Arturo Antolin

REVISIÓN: Chávez Apeña Arturo Antolin

CAD: Chávez Apeña Arturo Antolin

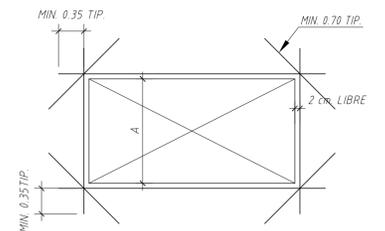
FECHA: MARZO 2020

E-05 REV. 0

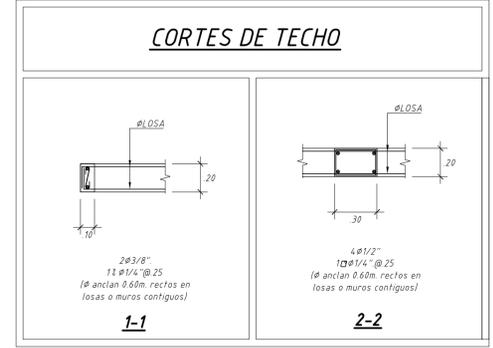


MAX DIMENSION	REFUERZO
0.30 @ 0.45	1 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.45 @ 0.75	2 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO
0.75 @ MAS	3 Ø 3/8" SUP. E INF. C/ LADO

- NOTAS:**
- 1- TODOS LOS DUCTOS MAYORES DE 0.30m SE REFORZARAN CON EL PRESENTE DETALLE
 - 2- ESTAS BARRAS SON ADICIONALES A LAS PRESENTADAS EN PLANTA.



REFUERZO ADICIONAL EN DUCTOS SIN ESCALA



- NOTAS:**
- 1.- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE.
 - 2.- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
 - 3.- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

1:10	0	200	400	0.60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1.500	2000	0.250mm
1:30	0	0.60	1200	1800	2400	300mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	5000mm
1:100	0	2000	4000	0.600	8000	10000mm

ENCOFRADO DE TECHO DE AZOTEA

- LOSA DE H=0.20m: LOSA ALIGERADA CON VIGUETAS CONVENCIONALES @ 40
- LOSA DE H=0.20m: LOSA MACIZA MALLA EN DOS DIRECCIONES SUPERIOR Ø 3/8" @ 40 MALLA EN DOS DIRECCIONES INFERIOR Ø 3/8" @ 20

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

N° PROY: #001

PLANO: ENCOFRADO AZOTEA

ESCALA: INDICADA

DISEÑO: Chávez Apeña Arturo Antolin

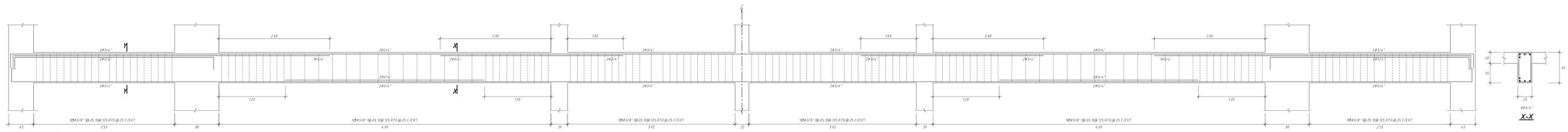
REVISIÓN: Chávez Apeña Arturo Antolin

CAD: Chávez Apeña Arturo Antolin

FECHA: MARZO 2020

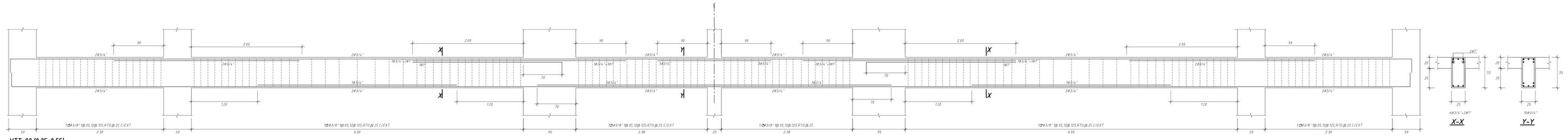
E-06

REV. 0



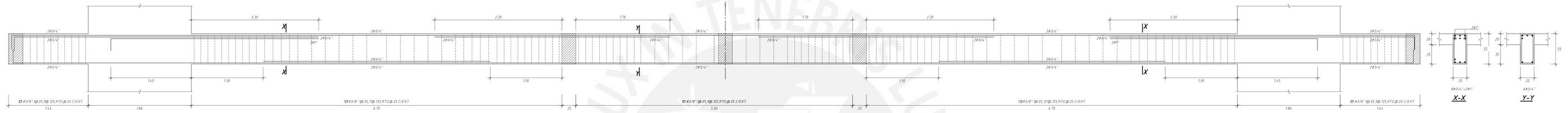
VTT-01 (0.25x0.55)

VTT-05 (0.25x0.55)

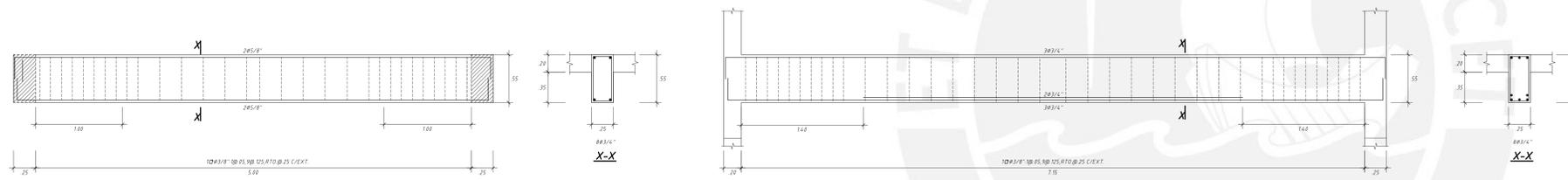


VTT-02 (0.25x0.55)

VTT-04 (0.25x0.55)



VTT-03 (0.25x0.55)



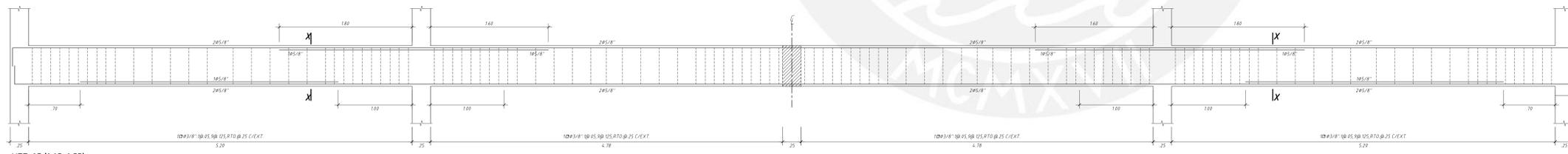
VTT-3A (0.25x0.55)

VTT-06 (0.25x0.55)

VTT-06A (0.25x0.55)

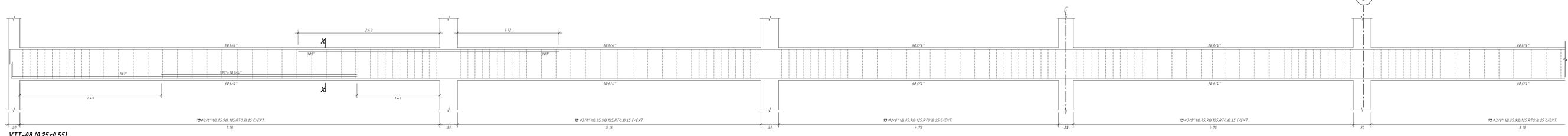
VTT-15 (0.25x0.55)

VTT-15A (0.25x0.55)



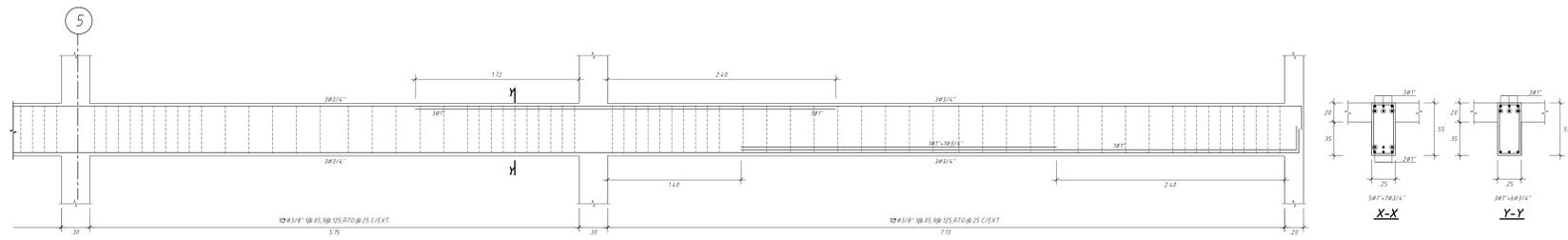
VTT-07 (0.25x0.55)

VTT-14 (0.25x0.55)



VTT-08 (0.25x0.55)

VTT-13 (0.25x0.55)



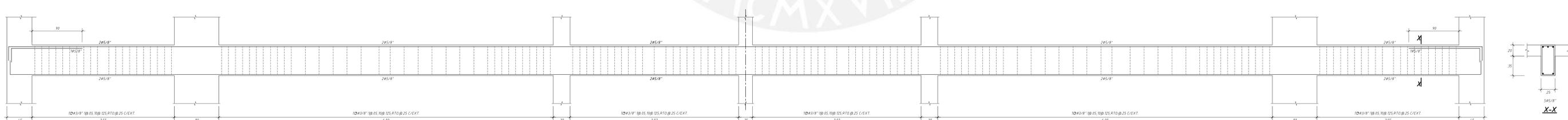
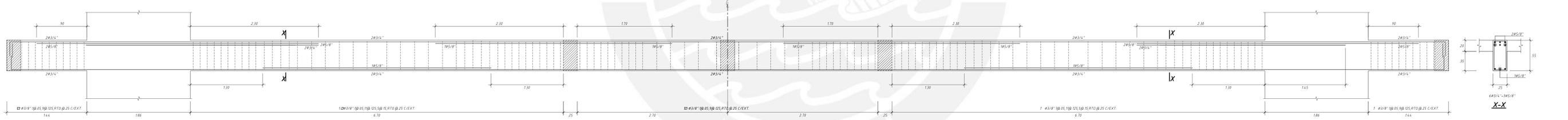
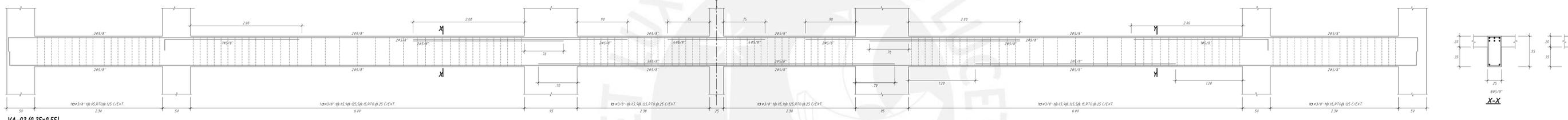
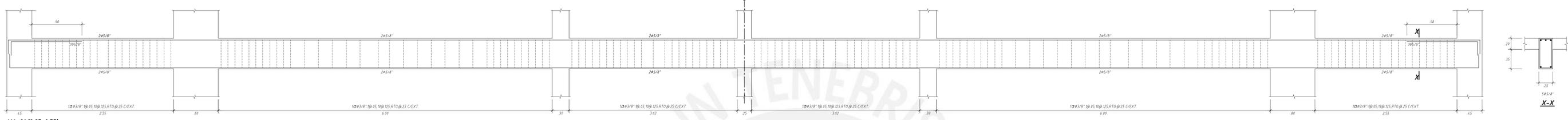
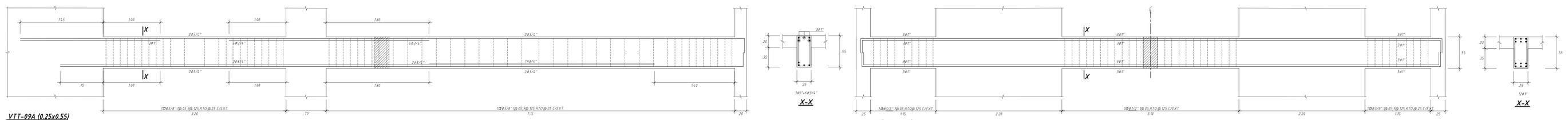
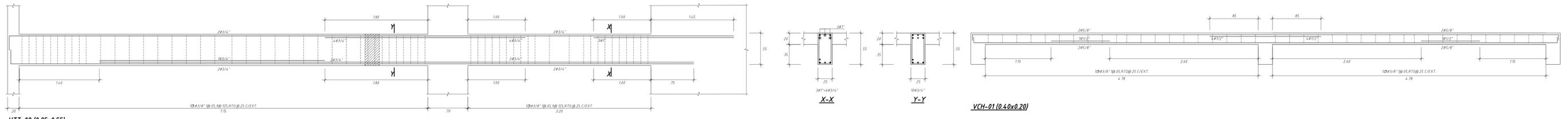
VTT-08 (0.25x0.55)

VTT-13 (0.25x0.55)

NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

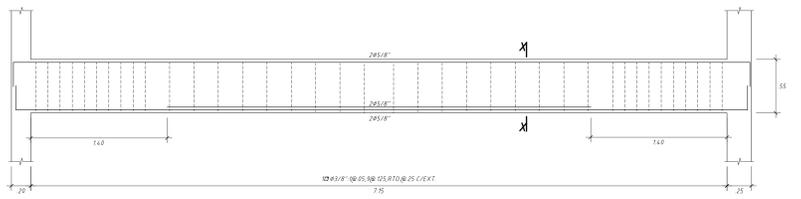
1:10	0	200	400	0.60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1500	2000	0,250mm
1:30	0	0.60	1200	1800	2400	300mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	500mm
1:100	0	2000	4000	6000	8000	1000mm



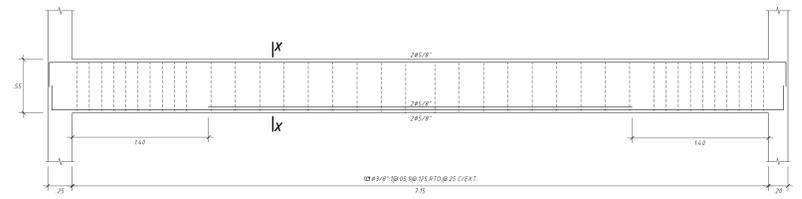
NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE.
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

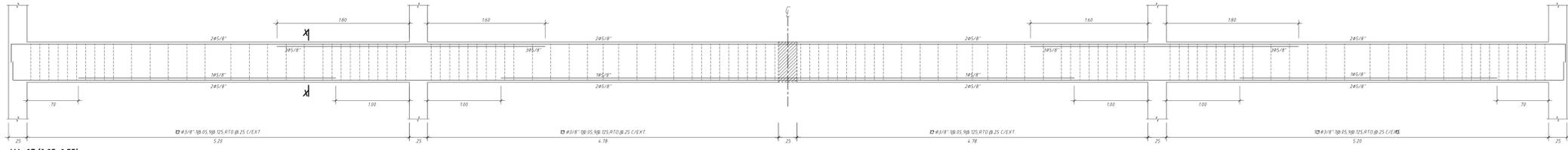
1:10	0	200	400	0.60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1500	2000	0,250mm
1:30	0	0.60	1200	1800	2400	300mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	500mm
1:100	0	2000	4000	6000	8000	1000mm



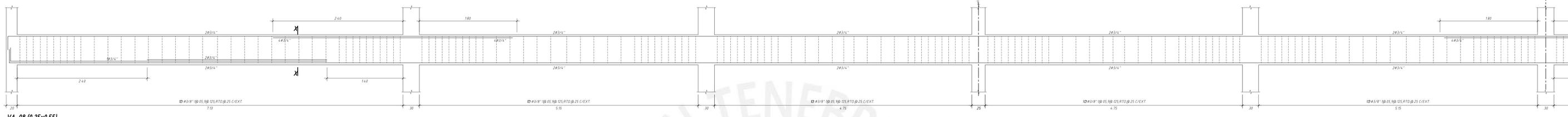
VA-06 (0.25x0.55)
VA-15 (0.25x0.55)



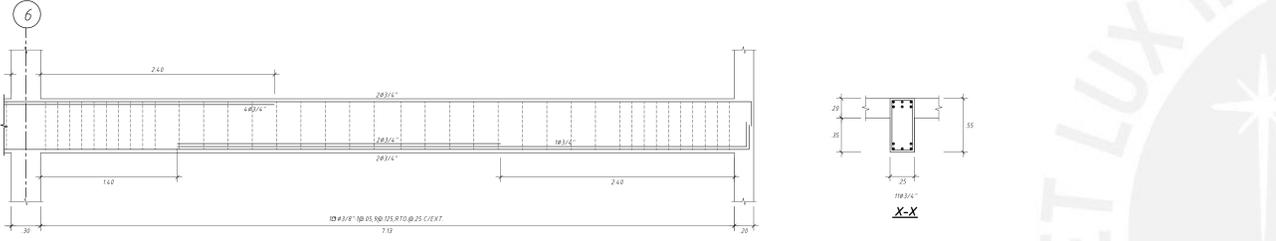
VA-06A (0.25x0.55)
VA-15A (0.25x0.55)



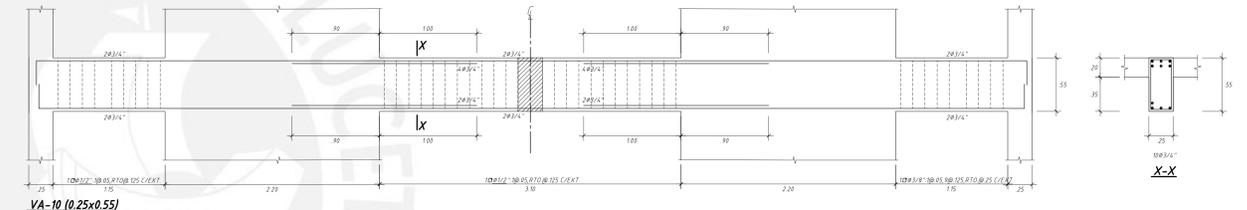
VA-07 (0.25x0.55)
VA-14 (0.25x0.55)



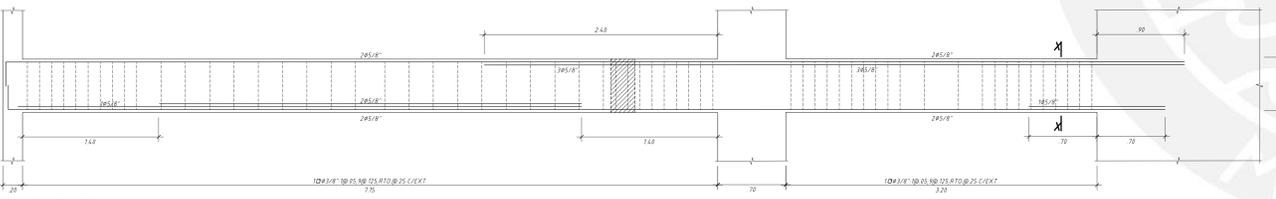
VA-08 (0.25x0.55)
VA-13 (0.25x0.55)



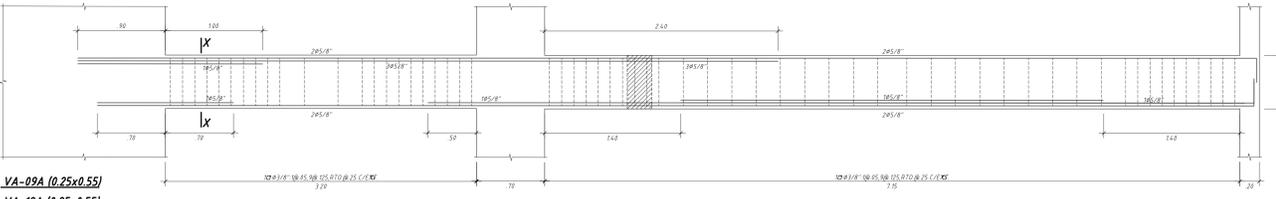
VA-08 (0.25x0.55)
VA-13 (0.25x0.55)



VA-10 (0.25x0.55)
VA-11 (0.25x0.55)



VA-09 (0.25x0.55)
VA-12 (0.25x0.55)



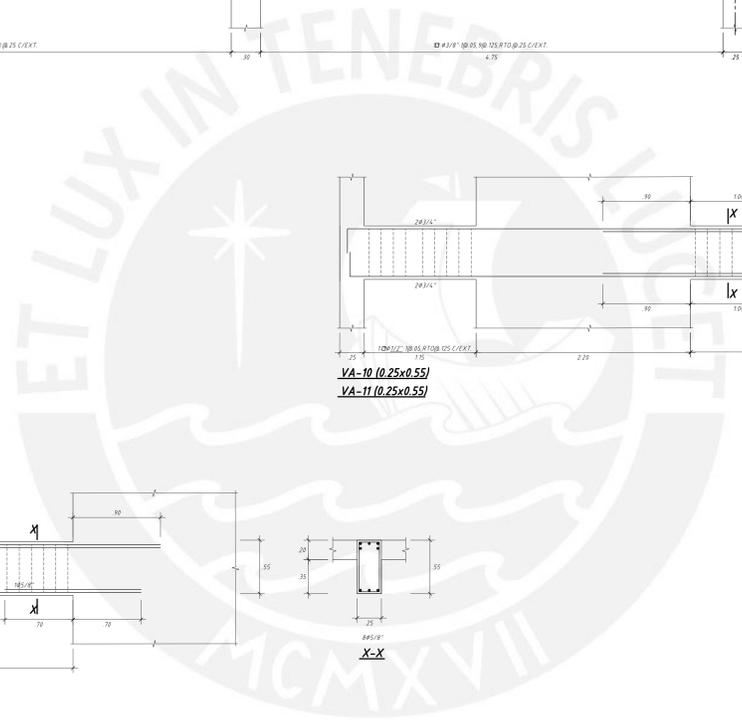
VA-09A (0.25x0.55)
VA-12A (0.25x0.55)

DETALLES TÍPICOS DE VIGAS

Ø	REFUERZO SUPERIOR	REFUERZO INFERIOR
3/8"	0.45	0.35
1/2"	0.60	0.45
5/8"	0.75	0.60
3/4"	0.90	0.75
1"	1.45	1.15
1-3/8"	2.00	1.55

NOTA.- NO EMPALMAR MAS DEL 50% DEL AREA TOTAL DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION

EMPALME DE ARMADURAS EN VIGAS
SIN ESCALA



NOTAS :

- LA ESCALA GRAFICA MOSTRADA ES PARA EL FORMATO A-1, PARA A-3 CONSIDERAR EL DOBLE
- DIMENSIONES EN MILIMETROS Y NIVELES EN METROS, SALVO INDICADO.
- USAR SOLO DIMENSIONES INDICADAS EN LOS PLANOS.

1:10	0	200	400	0.60	800	1000mm
1:25	0	500	1000	1.500	2000	0,250mm
1:30	0	0.60	1200	1800	2400	300mm
1:50	0	1000	2000	3000	4000	500mm
1:100	0	2000	4000	6000	8000	1000mm