

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DESTINADO A
AULAS-TALLER**

Tesis para optar el Título de **INGENIERIA CIVIL**, que presenta el bachiller:

Cristian Junior Quinte Tudela

ASESOR: Luis Enrique Yeckle Montalvo

Lima, Junio del 2014

RESUMEN

La presente tesis tiene como objetivo el diseño estructural de un edificio de concreto armado destinado a ser usado como aulas de taller y que estará ubicado en la ciudad de Lima, distrito de San Miguel. Debido a la ubicación del edificio, se considera una capacidad portante del terreno de 4 kg/cm^2 .

Por razones de funcionalidad, el área techada del ambiente principal debe estar libre para la circulación y colocación de mobiliario; es decir, no debe haber columnas interiores en ese ambiente. La elección del sistema del techo del ambiente principal (aula taller) se realizará en base al estudio de dos alternativas que se propondrá en el desarrollo de la tesis.

El diseño en concreto armado de los elementos estructurales se realizó de acuerdo al Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

En primer lugar, se realizará un Predimensionamiento de los elementos estructurales que conforman la edificación, sin considerar el sistema de techo del ambiente principal, tales como: Vigas, placas y columnas.

Luego, se plantean dos alternativas a utilizar para el sistema de techo principal en base a un criterio en común para ambas, la deflexión. Con ambas losas predimensionadas, se realizará el modelaje de la estructura usando el programa ETABS. Se cargará el edificio con los pesos de cada uno de los componentes de la edificación. Se utilizaron las cargas y combinaciones establecidas en la Norma E.020.

A continuación, con ambos modelos definidos y cargados, se realizará en análisis sísmico. Se seguirá las disposiciones mencionadas en la Norma E.030 para verificar que los valores obtenidos estén dentro del rango aceptable de la Norma.

Una vez realizado en análisis sísmico, se realizará el diseño de las losas y vigas de ambas estructuras. Luego se realizará una comparación entre ambos para saber cuál es el sistema a utilizar. Se seguirán criterios de comparación arquitectónicos y económicos para escoger la opción final.

Luego, una vez escogida la opción a utilizar, se procedió a diseñar las columnas, placas y cimentaciones de la edificación, cumpliendo con lo enunciado en la Norma E.060. Por último, se procedió a dibujar los diseños realizados en planos para una adecuada presentación de los resultados obtenidos.

TEMA DE TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

Título : "Diseño estructural de un edificio destinado a Aulas - Taller"
 Área : Estructuras
 Asesor : Ing. Luis Yeckle Montalvo
 Alumno : CRISTIAN JUNIOR QUINTE TUDELA
 Código : 2008.0360.8.412
 Tema N° : 339
 Fecha : Lima, 28 de abril de 2014



DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Se tiene un edificio de cuatro pisos ubicado en el distrito de San Miguel que será destinado a aulas taller. El edificio se construirá con una estructura de concreto armado la cual deberá ser diseñada por el alumno.

Se posee la solución arquitectónica, en la cual se muestran los planos de planta y cortes. En ella se plantea tener el ambiente principal libre de columnas o muros interiores por razones de funcionalidad.

Se utilizará para el diseño en concreto armado una resistencia a la compresión del concreto un valor de 210 kgf/cm² y un esfuerzo de fluencia en el acero de 4200 kgf/cm². Además se considerará que el edificio se cimentará sobre un suelo rígido y denso con una capacidad portante de 4 kgf/cm².

OBJETIVO

El objetivo principal de este trabajo es que el alumno demuestre su capacidad para resolver el diseño estructural de una edificación de concreto armado de acuerdo con lo que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). Cumpliendo, a su vez, con los requisitos de funcionalidad, seguridad estructural y economía.

PLAN DE TRABAJO

El plan de trabajo consistirá en realizar las siguientes actividades en torno a este diseño estructural:

- Estructuración y predimensionamiento de los principales elementos estructurales.
- Definición de las dos alternativas a usar para el sistema de techo.
- Análisis estructural por cargas de gravedad y por cargas de sismo. Se tomarán en cuenta las normas NTE 020 Cargas y NTE 030 Diseño Sismorresistente.
- Diseño y elección del sistema de techo a utilizar: incluye losas y vigas para ambos sistemas
- Diseño de los siguientes elementos estructurales: Columnas, placas y cimentación. El diseño se realizará de acuerdo a la norma NTE 060 Concreto Armado e incluirá condiciones de resistencia última y condiciones de servicio.
- Elaboración de los planos donde se presente la arquitectura y el diseño estructural del edificio.
- Evaluación del resultado del diseño para obtener conclusiones y recomendaciones.

NOTA

Extensión máxima: 100 páginas.







Agradezco a mi familia por su apoyo y motivación para seguir adelante con el desarrollo del presente documento. A mi asesor, el Ing. Luis Yeckle por sus recomendaciones y correcciones a lo largo de su desarrollo

Contenido

CAPITULO 1: INTRODUCCION	3
1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO.....	3
1.2 NORMAS UTILIZADAS	4
1.3 ESTRUCTURACION	4
1.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	5
1.5 CARGAS CONSIDERADAS Y COMBINACIONES DE CARGA	6
CAPITULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO	7
2.1 PREDIMENSIONAMIENTO LOSAS	7
2.2 PREDIMENSIONAMIENTO VIGAS.....	8
2.3 PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNAS.....	8
2.4 PREDIMENSIONAMIENTO PLACAS	9
CAPITULO 3: PROBLEMÁTICA INICIAL	12
3.1 DEFINICION	12
3.2 PRESENTACION DE LAS OPCIONES PLANTEADAS.....	12
3.3 PREDIMENSIONAMIENTO ALIGERADO CONVENCIONAL CON VIGAS INTERMEDIAS.....	14
3.4 PREDIMENSIONAMIENTO LOSA NERVADA	19
CAPITULO 4: METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD.....	24
4.1 METRADO DE LOSAS.....	24
4.2 METRADO DE VIGAS	26
4.3 METRADO DE COLUMNAS Y PLACAS.....	27
CAPITULO 5: ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD	30
5.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL MODELAJE	30
5.2 MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO	30
5.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS BAJO CARGAS DE GRAVEDAD.....	32
CAPITULO 6: ANÁLISIS SÍSMICO	33
6.1 INTRODUCCIÓN	33
6.2 PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO.....	33
6.3 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO	35
6.4 MODELAJE DEL EDIFICIO	36
6.5 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO	39
6.6 VERIFICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA E.030.....	41
CAPITULO 7: GENERALIDADES DE DISEÑO	46

7.1	RESISTENCIA REQUERIDA (U)	46
7.2	RESISTENCIA DE DISEÑO.....	46
7.3	DISEÑO POR FLEXIÓN	47
7.4	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	47
7.5	DISEÑO POR CORTANTE	48
CAPITULO 8: DISEÑO DE LOSAS.....		50
8.1	DISEÑO DEL SISTEMA DE TECHO OPCIÓN 1: ALIGERADO CONVENCIONAL CON VIGAS INTERMEDIAS	50
8.2	DISEÑO DEL SISTEMA DE TECHO OPCIÓN 2: LOSA NERVADA.....	54
CAPITULO 9: DISEÑO DE VIGAS		61
9.1	DISEÑO DE VIGAS OPCIÓN 1: ALIGERADO CONVENCIONAL CON VIGAS INTERMEDIAS.....	61
9.2	DISEÑO DE VIGAS OPCION 2: LOSA NERVADA	68
CAPITULO 10: ELECCIÓN DEL SISTEMA A UTILIZAR.....		71
10.1	CRITERIO ARQUITECTÓNICO	71
10.2	CRITERIO ECONÓMICO	73
10.3	ELECCIÓN FINAL.....	79
CAPITULO 11: DISEÑO DE COLUMNAS.....		80
11.1	INTRODUCCIÓN	80
11.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	81
11.3	DISEÑO POR CORTE	82
11.4	CONSIDERACIONES DEL CAPÍTULO 21 DE LA NORMA E.060.....	83
CAPITULO 12: DISEÑO DE PLACAS.....		85
12.1	INTRODUCCIÓN	85
12.2	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	86
12.3	DISEÑO POR CORTE	88
12.4	CONSIDERACIONES DEL CAPÍTULO 21 DE LA NORMA E.060.....	88
CAPITULO 13: DISEÑO DE CIMENTACIONES.....		90
13.1	INTRODUCCIÓN	90
13.2	PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA.....	91
13.3	DISEÑO POR CORTE	93
CAPITULO 14: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.....		96
BIBLIOGRAFÍA		98

CAPITULO 1: INTRODUCCION

1.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto desarrollado consiste en un edificio destinado a ser usado como Aulas – Taller y se encuentra ubicado en la ciudad de Lima, distrito de San Miguel. Las dimensiones de la edificación son de 16 m x 21 m; es decir, un área por piso de 336 m².

La estructura consta de 4 pisos, todos de las mismas características. Cada piso posee un ambiente principal de 16 m x 16 m, que es destinado a ser usado como Aula Taller. Por razones de funcionalidad el área techada del ambiente principal debe estar libre para la circulación y colocación de mobiliario. El sistema de techo del ambiente principal va a ser escogido durante el desarrollo del presente documento. Cada piso también cuenta con un salón de profesores, un depósito y un corredor. La azotea es inaccesible y no posee ninguna carga sobre su piso.

La solución arquitectónica propuesta para el proyecto se plantea en los dos dibujos mostrados a continuación. En los dibujos, se mencionan las dimensiones en planta de la estructura y las alturas mínimas que debe poseer la edificación en cada nivel.

La edificación mostrada es parte de un conjunto de varios módulos similares que incluyen accesos y escaleras que no aparecen en este módulo.

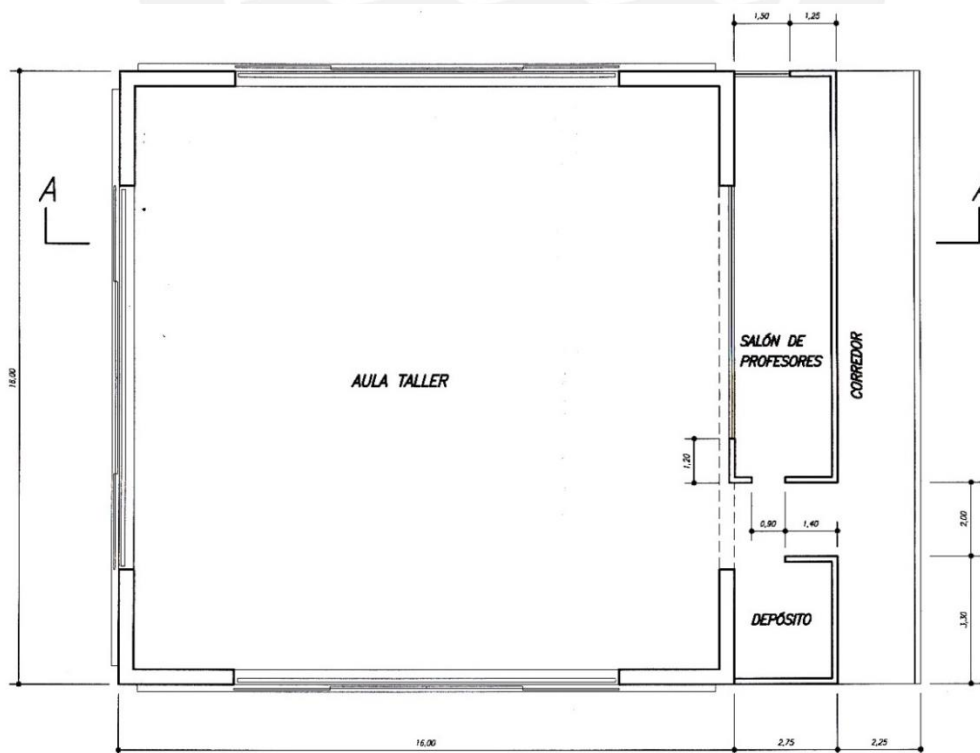


Figura 1.1 Plano de planta típica del edificio

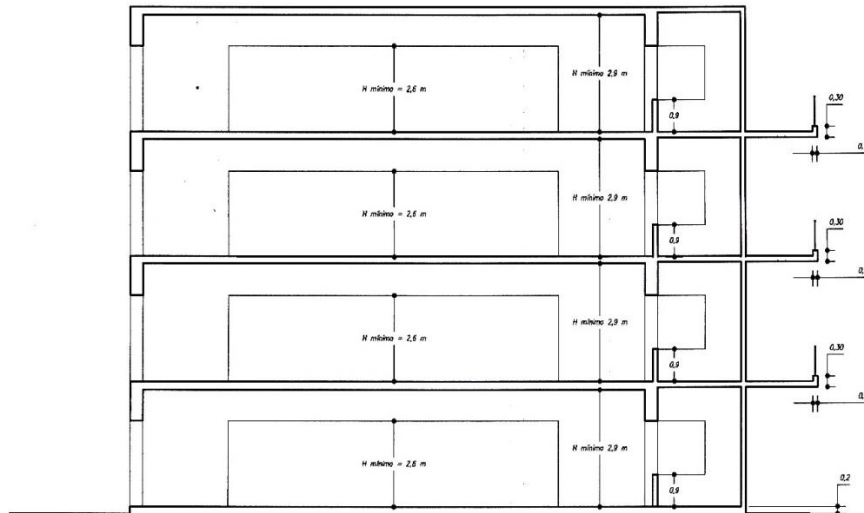


Figura 1.2 Corte A-A del edificio

1.2 NORMAS UTILIZADAS

Las Normas que fueron empleadas para la elaboración de la tesis fueron obtenidas del Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) y se mencionan a continuación:

- E.020 CARGAS
- E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE
- E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES
- E.060 CONCRETO ARMADO

Todas estas Normas empleadas no fueron usadas aisladamente, se usaron en conjunto para realizar el diseño del edificio y verificar que no se excedan los requerimientos máximos que se establecen en los desplazamientos debido al sismo.

1.3 ESTRUCTURACION

El sistema estructural del edificio consta principalmente de Muros de concreto en cada una de las esquinas del ambiente principal (alas de 3 m). Estas placas son las encargadas de resistir las cargas sísmicas actuantes en ambas direcciones. Las placas están unidas entre ellas por vigas peraltadas que varían sus dimensiones respecto al sistema de techo usado.

Además la estructura posee 5 columnas de concreto ubicadas en el eje "C", con su lado mayor en sentido del eje "Y". Las columnas están unidas entre ellas mediante vigas. Este pórtico sirvió para otorgar rigidez en la zona alejada de las placas del ambiente principal; y así, no sufra desplazamientos excesivos durante el sismo en la misma dirección. Las columnas se unen al ambiente principal mediante vigas de peralte considerable para que también le otorgue rigidez en el otro sentido. La ubicación de las columnas y el sistema estructural usado se muestra en la figura 1.3.

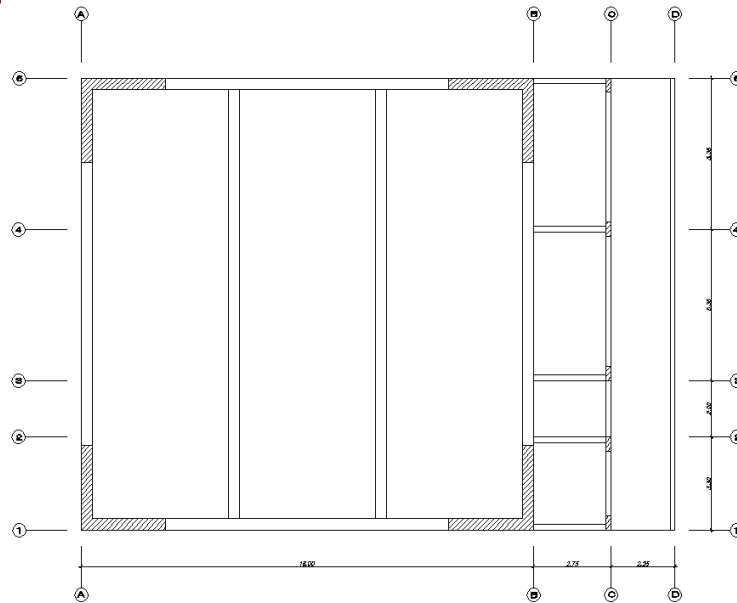


Figura 1.3 Ubicación de las columnas y sistema estructural

Para el sistema de techo del ambiente principal, se plantean dos alternativas que se desarrollaran más adelante. La primera consiste en un aligerado convencional apoyado en vigas intermedias y la segunda en una losa nervada. Además, para los otros ambientes, el sistema usado es de un aligerado convencional en sentido al eje "X". Además existe un volado en la zona del corredor de unos 2,25 m.

La cimentación se encarga de transmitir las cargas provenientes de las placas y columnas al terreno de tal manera que no se exceda la capacidad portante de ésta. La cimentación usada fueron zapatas en ambos casos (para las columnas y para las placas en "L"). Debido a la ubicación de la edificación se consideró una capacidad portante del terreno de 4,00 kg/cm².

1.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Concreto

- Resistencia a la compresión : $f'c = 210 \text{ kg/cm}^3$
- Peso específico: 2400 kg/m^3
- Módulo de elasticidad (E_c): $15000^2 \sqrt{f'c} = 217000 \text{ kg/cm}^3$
(fórmula extraída del acápite 8.5.2 Norma E.060)
- Módulo de Poisson: $0,15$

Acero

- Acero de refuerzo grado 60 : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^3$
- Módulo de elasticidad (E_a) : 20000000 tn/m^3

Tabiquería (albañilería hueca e =15 cm)

- Peso unitario: 1400 kg/m³
(Extraído del anexo 1 “Pesos Unitarios” de la Norma E.020)

La tabiquería solo se usó para cargar las vigas que lo soportan. No posee fines estructurales

1.5 CARGAS CONSIDERADAS Y COMBINACIONES DE CARGA

Las cargas consideradas son carga muerta, carga viva y carga sísmica. Estas se detallan a continuación.

Carga muerta

En el anexo 1 de la Norma E.020 del RNE establece una tabla en la cual se menciona el peso propio de las losas aligeradas de diferente espesor. Para el piso terminado se considera un espesor de 5 cm. Los valores obtenidos se muestran a continuación

- Peso losa aligerada 0,25 m de espesor: 350 kg/m²
- Peso losa aligerada 0,20 m de espesor: 300 kg/m²
- Piso terminado: 100 kg/m²

Carga viva

La Norma E.020 del RNE establece una tabla en su acápite 6.1 sobre las diferentes intensidades de cargas vivas repartidas en un área específica en base a su uso. Se extraen los valores que se van a utilizar en este trabajo y se mencionan a continuación.

- Almacén: 500 kg/m²
- Aulas-Talleres: 300 kg/m²
- Corredores: 400 kg/m²
- Salón de profesores: 250 kg/m²
- Azotea 100 kg/m²

Las combinaciones de carga se encuentran definidas en el capítulo 9 de la Norma E.060. En el acápite 9.2 se mencionan las 5 combinaciones a usar cuando adicionalmente a la carga muerta y viva se considera la carga sísmica. Estas combinaciones se muestran a continuación.

- U1 = 1,4CM + 1,7CV
- U2 = 1,25(CM + CV) + CS
- U3 = 1,25(CM + CV) – CS
- U4 = 0,9CM + CS
- U5 = 0,9CM – CS

CAPITULO 2: PREDIMENSIONAMIENTO

En este capítulo se presentan los criterios y recomendaciones usados para el dimensionamiento de los elementos estructurales. Estos criterios están basados en la práctica y al Reglamento Nacional de Edificaciones E.060 Diseño de Concreto Armado.

2.1 PREDIMENSIONAMIENTO LOSAS

En primer lugar, se realizó el predimensionamiento de las losas que se encuentran entre los ejes "B" y "D". No se tomó en cuenta el sistema de techo del ambiente principal.

Como se mencionó anteriormente, se utilizará un aligerado convencional en la zona antes mencionada en dirección al eje "X". Consta de dos paños, uno de 2,75 m de ancho y el otro, un volado de 2,25 m.

El RNE E.060, en su acápite 9.6.2.1, establece una tabla (tabla 9.1) que considera unos peraltes mínimos de losas en una dirección para no verificar deflexiones. Se usará esta tabla como un criterio para el predimensionamiento. Además, de acuerdo a recomendaciones de proyectos anteriores, se establece que el predimensionamiento de los aligerados se encuentra en función de la relación " $h > L/25$ " para aligerados simplemente apoyados. Para volados se puede considerar una relación igual a " $h > 2L/25$ ", debido a que un volado es prácticamente la mitad de un paño simplemente apoyado. A continuación, se muestra los cálculos realizados y el peralte escogido.

Paño 1 (L = 2,75 m)

Según la Norma E.060

$$h > \frac{2,75}{18,5} = 0,15 \text{ m}$$

Según recomendaciones de proyectos anteriores

$$h > \frac{2,75}{25} = 0,11 \text{ m}$$

Se puede considerar un aligerado de 17 cm

Paño 2 (volado L = 2,25 m)

Según la Norma E.060

$$h > \frac{2,25}{8} = 0,28 \text{ m}$$

Según recomendaciones de proyectos anteriores

$$h > \frac{2 \times 2,25}{25} = 0,18 \text{ m}$$

Se aprecia que la Norma exige como mínimo una losa de 30 cm mientras que el otro criterio recomienda una losa de 20 cm. Se trabajará con una losa intermedia de 25 cm en esta sección. Sin embargo, en este paño, se tendrá que verificar más adelante si la deflexión del aligerado no excede la máxima que establece la Norma.

Para uniformizar ambos paños se consideró trabajar con una losa aligerada de 25 cm de ancho en sentido del eje "X".

2.2 PREDIMENSIONAMIENTO VIGAS

Para obtener el peralte adecuado de las vigas, se sabe que su peralte generalmente se encuentra en orden de $1/10$ a $1/12$ de la luz libre. De esta manera se puede garantizar que las deflexiones no sobrepasen los límites máximos de la Norma.

Para las vigas de borde del ambiente principal, que poseen una luz aproximada de 10 m en ambos sentidos, se aplica el criterio mencionado. Considerando que el peralte es del orden $1/10$, debido a que la longitud de la viga es considerable, se obtiene un peralte tentativo de 1 m como mínimo. El ancho de la viga se va a considerar del mismo tamaño que el espesor de las placas.

Para las vigas que unen las columnas en el eje "C", se trató de uniformizar el peralte en todos sus tramos. Por ello, solo se usará el tramo de mayor dimensión para predimensionar el peralte de las vigas. La dimensión máxima es de 5,35 m y considerando el peralte del orden $1/10$ se obtiene un peralte aproximado de 55 cm. Se trabajará con un peralte de viga uniforme en todos los tramos de 60 cm. El ancho de las vigas se considera igual al ancho de la columna en esa dirección.

Para las vigas que se encargan de unir las columnas con el ambiente principal, su longitud es de 2,65 m y si se considera un peralte del orden $1/12$ se obtiene un peralte de 25 cm aproximadamente. Sin embargo, para otorgarle una rigidez a la estructura en dirección al eje "X" las vigas deben tener un peralte considerable. Por ello, el peralte se considera igual al de la viga que une las columnas en el eje "C"; es decir, de 60 cm. El ancho de las vigas se considera igual al de las vigas en el otro sentido.

2.3 PREDIMENSIONAMIENTO COLUMNAS

Dado a que las placas colocadas en el ambiente principal resisten toda las solicitaciones sísmicas actuantes en la estructura. Por lo que, las cargas de compresión (carga muerta y viva) son las que predominan en estos elementos. Para el predimensionamiento de las columnas se considera una regla práctica que nos da como resultado el área total que debe de tener una columna aproximadamente. La regla práctica se menciona a continuación.

$$A \geq P_{servicio}/0.35f'c \quad \text{Para columnas exteriores}$$

$$A \geq P_{servicio}/0.45f'c \quad \text{Para columnas interiores}$$

Las 5 columnas ubicadas en el eje "C", por motivos de simplicidad, van a tener las mismas dimensiones. Por ello, para el predimensionamiento solo se va a considerar 2 columnas. La más cargada exterior y la más cargada interior.

Por último, el peso de la edificación en cargas de servicio se consideró aproximadamente de 1 tn/m² para obtener la carga de servicio de cada columna. A continuación se muestran los cálculos realizados para obtener las secciones de las columnas.

Columna exterior (más cargada)

Área tributaria por piso = 10,15 m²

Carga columna en el primer piso = 4 x 10,15 x 1 = 40,6 tn = 40600 kg

$$A \geq \frac{40600}{(0,35 \times 210)} = 553 \text{ cm}^2$$

Columna interior (más cargada)

Área tributaria por piso = 19,3 m²

Carga columna en el primer piso = 4 x 19,3 x 1 = 77,2 tn = 77200 kg

$$A \geq \frac{77200}{(0,45 \times 210)} = 817 \text{ cm}^2$$

Comparando ambos resultados, las columnas requieren un área mínima de 820 cm². Si se escoge una columna de secciones 20 x 50 cm, el área que se obtiene sería de 1000 cm² y se verificarían las condiciones que se piden anteriormente. Por eso, todas las columnas ubicadas en el eje "C" tienen una sección de 20 x 50 cm con su lado mayor en dirección al eje "Y".

2.4 PREDIMENSIONAMIENTO PLACAS

Para el predimensionamiento de las placas se considera que ellas son las que absorben en su totalidad la cortante basal generada por las acciones sísmicas en ambos sentidos. Por eso, para el predimensionamiento de placas se trabaja en función a la cortante basal generada por los sismos en ambas direcciones.

Para el cálculo de la cortante basal se realizó tentativamente un análisis sísmico estático de la edificación. Se utilizó como base la Norma E.030 para obtener los parámetros que se piden para el análisis sísmico y se asumió otros que se mencionan a continuación.

- $Z = 0,4$ (Zona 3)
- $U = 1,5$ (Centro educativo es una edificación esencial)
- $R_x = R_y = 6$ (Los muros estructurales soportan el total de la cortante basal)
- $S = 1$ (roca o suelo rígido)
- $T_p = 0,4$ seg

El periodo de la estructura se puede estimar como “H/60” donde H es la altura total de la edificación. Como al predimensionar las vigas se obtiene un peralte de 1 m para las vigas de borde y con los límites mínimos que se establece para la altura de entrepiso, se puede obtener una altura aproximada de la estructura de 14,4 metros. Dividiendo este valor entre 60 se obtiene un periodo de la estructura de 0,24 segundos. Por lo tanto el valor de “C” queda de la siguiente manera

$$C = 2,5 \times (T_p / T); C < 2,5 \quad C = 2,5$$

Para el peso de la edificación se consideró, al igual que para las columnas, una carga aproximada de 1 tn/m² repartida en toda el área de la estructura. Por lo tanto, para un área de 336 m² por nivel, se obtiene un peso total de 336 tn. Con todos estos parámetros calculados se calcula la cortante basal aplicando la siguiente fórmula extraída del acápite 17.3 de la Norma E.030.

$$V_{basal} = \frac{ZUCS}{R} \times P \dots (1)$$

V_{basal} = cortante basal debido al sismo

Z = Factor de zona

U = Factor de uso

C = Factor de amplificación sísmica

S = Factor de suelo

P = Peso de la estructura

Reemplazando los valores, se obtiene un resultado igual a 336 tn. La longitud de las placas que se colocan en ambas direcciones es de 12 m. En un primer tanteo se trata que el concreto solo resista la cortante basal calculada anteriormente. La Norma E.060, en su acápite 11.8.5, se menciona la máxima fuerza cortante que resiste el concreto sin refuerzo

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'c} \times b \times d \dots (2)$$

b = espesor del muro

f'c = resistencia del concreto a la compresión

d = Longitud efectiva del muro = 0,8L

V_c = resistencia del concreto a la fuerza cortante

Reemplazando los valores en la fórmula mencionada anteriormente y considerando un espesor de placas de 40 cm se obtiene el siguiente resultado.

$$V_c = 294,9 \text{ tn}$$

Aplicando el factor de reducción “phi” para obtener la resistencia de diseño se obtiene.

$$\phi V_c = 250,66 \text{ tn}$$

Se aprecia que la cortante basal es mayor a la resistencia de diseño de las placas sin refuerzo alguno; por ello, se tiene que considerar el aporte del refuerzo en la resistencia de la cortante basal. La Norma E.060 en su acápite 11.10.4 también establece la máxima resistencia nominal que una placa posee considerando el aporte del refuerzo colocado

$$V_n = 2,6 x \sqrt{f'_c} x b x d \dots (3)$$

V_n = Resistencia máxima de la sección a la fuerza cortante

Reemplazando los valores en la fórmula mencionada anteriormente y también considerando el factor de reducción “phi” para obtener la resistencia de diseño se obtiene.

$$V_n = 1446,82 \text{ tn}$$

$$\phi V_n = 1229,8 \text{ tn}$$

La cortante basal obtenida es menor a la resistencia de diseño considerando el máximo aporte del refuerzo en los muros de concreto. De esta manera, se verifica que la cantidad de muros de concreto colocados es adecuada en la estructura siempre y cuando se coloque un refuerzo adecuado en los muros.

CAPITULO 3: PROBLEMÁTICA INICIAL

En este capítulo se presenta el primer problema que se debe solucionar durante el desarrollo de la tesis. Se plantean dos opciones, las cuales se contrastarán entre ellas para elegir cual es la mejor.

3.1 DEFINICION DEL PROBLEMA DE TECHO

En el ambiente principal, que es el destinado a ser usado como Aula-Taller, se tiene que elegir un sistema de techo adecuado que cumpla con las solicitudes que se requiere. Las medidas de este recinto son de 16 m x 16 m. El principal problema que se genera para elegir el sistema de techo es el de las grandes luces libres que se poseen. Esto ocasiona que se generen grandes deflexiones en el centro de la losa que sobrepasen el límite que exige la Norma E.060 en su capítulo 9.

En el acápite 9.6.2.6 de la Norma E.060, se establece una tabla de deflexiones máximas admisibles (tabla 9.2) de un techo en función a los elementos no estructurales que soporta. Se muestra a continuación el valor que corresponde a la deflexión máxima permisible en la edificación analizada.

$$\text{Deflexión máxima} = L / 240 \dots (4)$$

L = longitud del paño que se va a analizar.

Este límite máximo está establecido para “pisos o techos estructurales que soporten o estén ligados a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes” según la tabla que se menciona anteriormente. Reemplazando el valor de la longitud del paño a analizar se obtiene un valor de 6,7 centímetros

El Predimensionamiento de los tipos de losas se rige principalmente por este valor. Por lo que, la primera condición que se tiene que cumplir al momento de elegir el sistema de techo es que la deflexión total sea menor a la que establece la Norma.

3.2 PRESENTACION DE LAS OPCIONES PLANTEADAS

Se escogieron dos opciones diferentes para solucionar el problema de techo del ambiente principal los cuales se presentan a continuación.

Opción 1: Aligerado convencional con vigas intermedias

Esta opción se caracteriza por tener 2 vigas intermedias en dirección del eje “Y” rectangulares, que dividen el techo en tres paños de mismas dimensiones. Estas vigas y las de borde son las que soportan un aligerado en sentido del eje “X”.

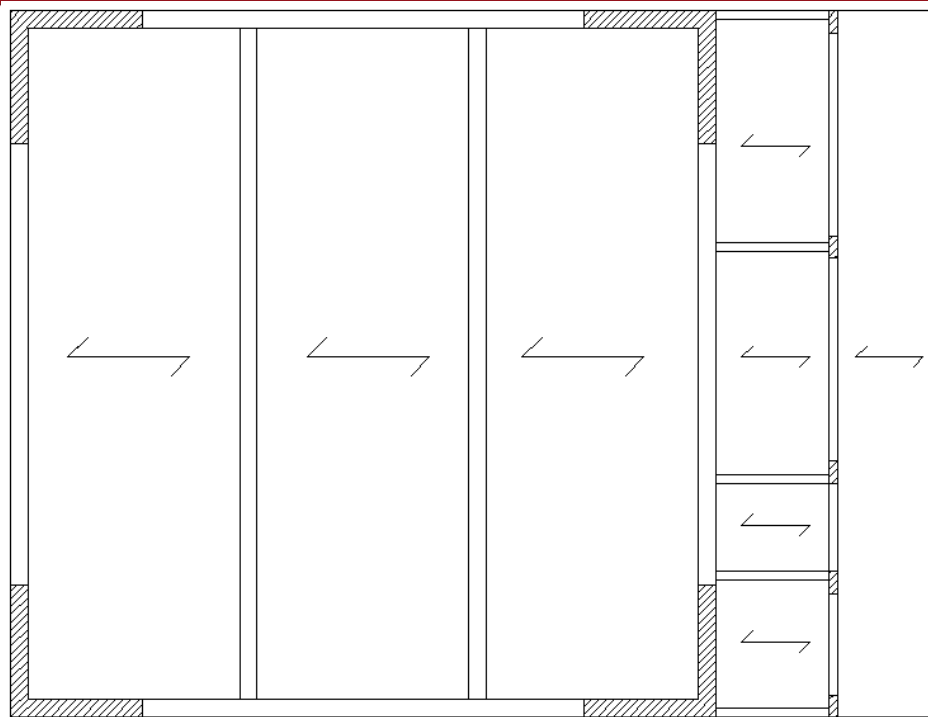


Figura 3.1 Plano de planta opción Aligerado convencional con vigas intermedias

En la figura 3.1 se puede apreciar mejor la opción planteada. Las dos vigas intermedias y la dirección del aligerado colocado. Se aprecia que para diseñar el aligerado se tendría que analizar 5 tramos en total.

Se presentan dos problemas principales al momento de plantear esta opción. El primero consiste en que las vigas intermedias deben tener un peralte adecuado para poder cargar el peso del aligerado y al deflexionarse no exceder el máximo valor descrito anteriormente. El segundo problema consiste en que las vigas de borde, que cargan a las vigas intermedias deben tener una resistencia adecuada a la torsión. Esto se debe a que las vigas intermedias transmiten grandes momentos de torsión a las vigas de borde.

Opción 2: Losa nervada

La segunda opción planteada para solucionar el problema de techo del ambiente principal es la de usar una losa en dos direcciones. Para este caso se tenían varias alternativas; sin embargo, se escogió utilizar una losa nervada. La separación de la losa nervada se calculó usando el espacio interno libre dejado por las placas en el ambiente principal.

$$\text{Espacio libre} = 16 - 0,4 - 0,4 = 15,2 \text{ m}$$

Por lo tanto, el espaciamiento entre nervaduras debe ser un divisor al valor obtenido anteriormente para que la estructura posea simetría

$$15,2 \text{ m} = 2 \times 2 \times 2 \times 1,9$$

Se optó por utilizar losas nervadas con un espaciamiento entre ejes de nervaduras de 1,9 m. De esta manera se obtiene una cantidad entera de nervaduras con la misma separación y se genera una simetría en el techo del ambiente principal. En la figura 2.2 se muestra las características principales de la losa nervada.

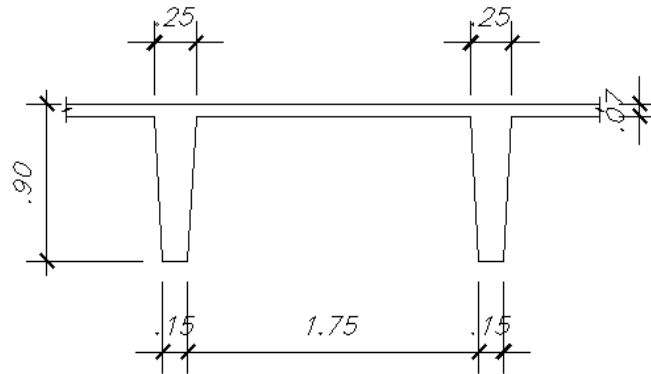


Figura 3.2 Detalle de losa nervada

La losa superior es de 7 centímetros de espesor, las nervaduras tienen un ancho mínimo de 15 cm en la parte inferior que aumenta hasta unos 25 cm en la parte superior. La altura de los nervios es de 90 cm en total. Dicha altura se verificará más adelante si cumple con no sobrepasar la deflexión máximo permisible que indica la Norma.

3.3 PREDIMENSIONAMIENTO ALIGERADO CONVENCIONAL CON VIGAS INTERMEDIAS

En primer lugar, se tiene que escoger el peralte a usar en las vigas intermedias. Por eso, se usa el mismo criterio usado al momento en el capítulo anterior. El peralte debe estar aproximadamente en el orden de $1/10$ de la luz libre de la viga debido a su gran longitud. Como la luz libre de las vigas es de 15,2 metros; se obtiene un peralte de 1,5 m aproximadamente. El ancho de las vigas se considera unos 40 centímetros para que la relación entre ancho y alto de la viga no sea muy pequeña.

Las vigas de borde que cargan a las vigas intermedias no pueden tener el peralte que se había predimensionado en el capítulo anterior. Para que las vigas de borde carguen a las intermedias, el peralte mínimo tiene que ser del mismo valor al de las vigas intermedias. Por ello, se estima un peralte de 1,5 m aproximadamente. El ancho de las vigas se considera igual al de la placa de concreto; es decir, 40 centímetros.

Los nuevos paños que se obtienen al dividir el ambiente principal con las vigas intermedias poseen una luz libre de 4,8 m. Utilizando el criterio práctico de considerar la altura de la losa en el orden de " $h > L/25$ " se obtiene una altura de 20 cm aproximadamente. Sin embargo, para uniformizar el tipo de losa en todos los paños se consideró una altura de 25 cm. De esta manera, al momento de diseñar el aligerado de la edificación, se tendría que analizar un total de cinco tramos continuos.

Se tiene que verificar que las vigas intermedias no se deflecten más de lo que exige la Norma E.060 bajo la acción de cargas de servicio. Si este no fuera el caso se tendría que aumentar el peralte de la viga. Para el análisis, se debe de calcular la carga que la viga soporta; por eso, a continuación, se muestra un metrado de cargas de una viga intermedia para su posterior análisis.

Metrado de Cargas

Carga Muerta (CM):

- Peso viga : $1,5 \times 0,4 \times 2,4 = 1,44 \text{ tn/m}^2$
- Aligerado de 25 cm : $4,8 \times 0,35 = 1,68 \text{ tn/m}^2$
- Piso terminado : $5,2 \times 0,1 = 0,52 \text{ tn/m}^2$

$$CM = 3,64 \text{ tn/m}^2$$

Carga Viva (CV):

- Sobre carga (típico) : $5,2 \times 0,30 = 1,56 \text{ tn/m}^2$
- Sobre carga (azotea): $5,2 \times 0,1 = 0,52 \text{ tn/m}^2$

$$CV \text{ (típico)} = 0,98 \text{ tn/m}^2 \text{ (Aplicando reducción de carga viva según Art10 E-020)}$$

$$CV \text{ (azotea)} = 0,33 \text{ tn/m}^2 \text{ (Aplicando reducción de carga viva según Art10 E-020)}$$

Luego se procede a realizar una simplificación de las vigas intermedias para poder analizarla y calcular una deflexión aproximada. Se considera como una viga simplemente apoyada, de esta manera, se obtendrá una mayor deflexión a la que se generaría en la realidad. La simplificación considerada y la carga de la viga se muestran en el gráfico a continuación.

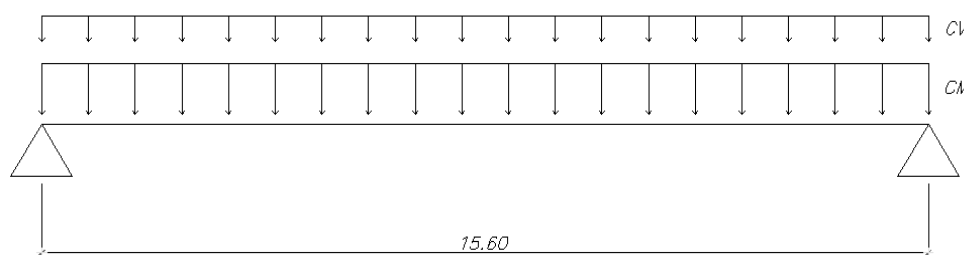


Figura 3.3 Simplificación y cargas de viga intermedia

Las vigas intermedias, al no estar entre placas ni columnas, no soportan las solicitaciones provenientes de los sismos en ambas direcciones. Por lo que, las combinaciones de carga que llevan las solicitaciones sísmicas no son tomadas en cuenta al momento de realizar el análisis. Para la combinación U1 establecida en el capítulo 1 del texto se tiene los siguientes resultados.

$$U1 = 1,4 \text{ CM} + 1,7 \text{ CV}$$

$$U1 \text{ (típico)} = 6,77 \text{ tn/m}^2$$

$$U1 \text{ (azotea)} = 5,65 \text{ tn/m}^2$$

La relación entre la carga actuante y el momento positivo en el centro del tramo para vigas simplemente apoyadas se muestra a continuación.

$$M+ = \frac{w \times l^2}{8} \dots (5)$$

M+ = momento positivo en el centro del tramo

w = carga distribuida

l = longitud de la viga

Solo se trabaja con la viga más cargada (típico) debido a que es la que posee una mayor deflexión en su punto medio. Se realiza un diseño tentativo considerando los resultados que se mostraron en la parte superior. Se muestra una tabla la cual se muestra la cantidad de fierro positivo colocado en la parte central de la viga.

Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	fierro
205,84	142	40	25,52	0,74%	42,03	9φ1"

Tabla 3.1 Diseño viga intermedia

El cálculo del refuerzo positivo se obtiene usando la fórmula de acero mínimo requerida por la Norma E.060 debido a que no existen momentos negativos en la viga. El valor del acero mínimo exigido es igual a 3φ1".

Para calcular la deflexión de la viga en su parte central se tiene que trabajar con las cargas de servicio. Se estima que para la carga de servicio actúa el 100% de la Carga Muerta y el 30% de la Carga Viva.

$$Ws = \text{CM} + 0,3 \text{ CV} = 3,93 \text{ tn/m}^2$$

Al reemplazar este valor en la fórmula 1, se obtiene un momento de servicio de 119,70 tn.m en el centro del tramo bajo la acción de cargas de servicio. Luego se procede a calcular si la viga se fisura con la acción de la carga de servicio. Por ello, se tienen que calcular el momento de agrietamiento (*Mcr*) y comprobar si se excede o no. La Norma E.060 en su acápite 9.6.2.3 establece una fórmula para calcular el momento de agrietamiento.

$$M_{cr} = \frac{f_r \times I_g}{Y_t} \dots (6)$$

Mcr = momento de agrietamiento de la sección

f_r = Resistencia del concreto a tracción por flexión = $2 \times \sqrt{f'c} = 28,98 \text{ kg/cm}^2$

I_g = Inercia de la sección bruta

Y_t = Distancia del eje neutro a la fibra más externa.

Para calcular el eje neutro y la inercia de la sección bruta, se consideró el siguiente gráfico. En este se aprecia el aumento del área del acero debido a su mayor módulo de Elasticidad.

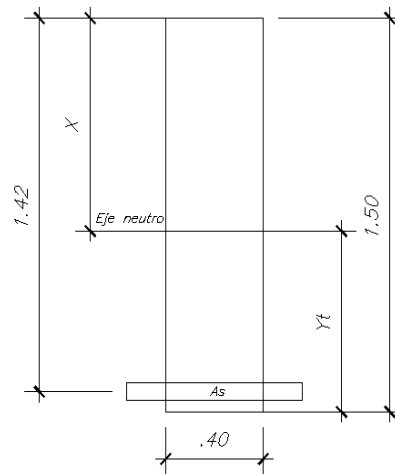


Figura 3.4 eje neutro sección bruta

La relación entre el módulo de Elasticidad del acero y concreto se denomina relación modular (n). En este caso al realizar la división (E_a/E_c) se obtiene un valor " n " igual a 9,2. Para los cálculos usando la sección bruta se considera un factor " $n-1$ " para no contabilizar dos veces el área de acero. El cálculo del eje neutro se muestra a continuación

$$X = \frac{150 \times 40 \times 75 + 142 \times 51 \times (9,2 - 1)}{150 \times 40 + 51 \times (9,2 - 1)} = 78,97 \text{ cm}$$

Una vez obtenida la ubicación del eje neutro respecto a la parte superior de la viga, se procede a calcular la inercia de la sección bruta con acero incluido.

$$I_g = 12851890 \text{ cm}^4$$

Una vez obtenida la inercia resultante de la sección bruta se procede a reemplazar los valores obtenidos en la fórmula 2 para obtener el momento con el cual se fisura el concreto. El resultado se muestra a continuación.

$$M_{cr} = \frac{28,98 \times 12851890}{150 - 78,97} = 47,17 \text{ tn.m}$$

Se tiene un momento de agrietamiento de 47,17 tn.m, al comparar este valor con el momento de servicio de la sección, se obtiene que la sección se encuentra agrietada bajo la acción de cargas de servicio. Por lo tanto, para calcular la deflexión de la viga, se debe trabajar con la sección agrietada. A continuación, se presenta el cálculo del eje neutro de la sección agrietada usando de base el gráfico siguiente.

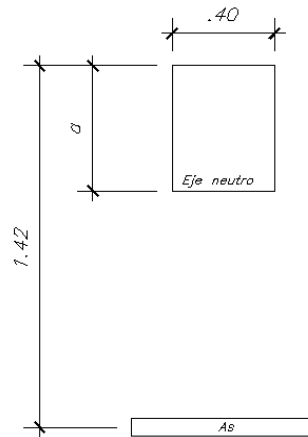


Figura 3.5 eje neutro sección agrietada

$$a = \frac{a \times 40 \times \frac{a}{2} + 142 \times 45,9 \times 9,2}{40 \times a + 45,9 \times 9,2} = 54,3 \text{ cm}$$

La Inercia respecto al eje neutro obtenido se muestra a continuación

$$I_{cr} = 5380750 \text{ cm}^4$$

Con este valor obtenido de la inercia se calcular la deflexión inmediata que sufre la viga bajo la acción de cargas de servicio. Para vigas simplemente apoyadas, como se consideró inicialmente, se tiene el siguiente valor.

$$\delta_{inmediata} = \frac{5}{48} \times \frac{M_{pos} \times L^2}{EI} \dots (7)$$

$\delta_{inmediata}$ = deflexión inmediata de una viga simplemente apoyada en su punto medio

M_{pos} = momento positivo en el centro del tramo

I = Inercia de la sección

E = Módulo de elasticidad

L = longitud de la viga

Reemplazando los valores de la viga en la ecuación 3 se obtiene 2,54 cm. Para el cálculo de la deflexión diferida, la Norma E.060 en su acápite 9.6.2.5 establece que se debe multiplicar la deflexión inmediata por el siguiente factor

$$\lambda \Delta = \frac{\xi}{1 + 50 \rho'} \dots (8)$$

$\lambda \Delta$ = coeficiente para obtener la deflexión diferida.

ξ = factor dependiente del tiempo para cargas sostenidas = 2

ρ' = cuantía de acero positivo

Para la viga analizada, la cuantía de acero positivo es $\rho' = 0,26\%$; por lo tanto, el valor que tomaría el coeficiente sería igual a 1,77. Al multiplicar este factor por la deflexión inmediata para obtener finalmente el valor de la deflexión diferida nos arroja el siguiente resultado

$$\delta_{diferida} = 2,54 \times 1,77 = 4,50 \text{ cm}$$

La deflexión total, que es igual a la suma de las dos deflexiones obtenidas es igual a 7,02 cm. Este valor es mayor al límite máximo establecido por la norma; sin embargo, la cantidad que excede a la norma es menor a la deflexión inmediata ($0,36 < 2,52$). Se considera que con el uso de una flecha, esta deflexión es regulable y puede ser aceptada. Se puede proceder a realizar el diseño definitivo para esta opción.

3.4 PREDIMENSIONAMIENTO LOSA NERVADA

Al igual que para la opción 1, se tiene que verificar que la deflexión de la losa nervada no exceda los límites máximos permitidos por la norma. Por eso, en primer lugar, se tiene que obtener el peso propio de la losa por metro cuadrado. El siguiente gráfico se usa de referencia para obtener el peso de la losa.

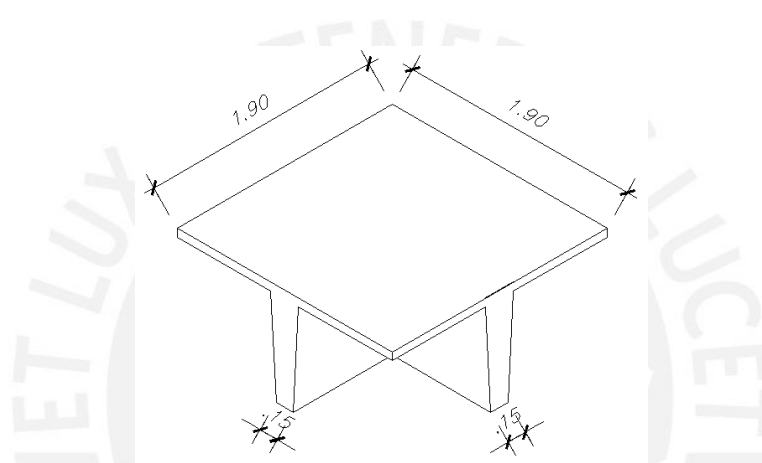


Figura 3.6 Sección de 1,9m x 1,9m de losa nervada

Para obtener el peso propio de la losa nervada, se tiene que calcular el volumen que se tiene en un área de 1,9m x 1,9m y luego multiplicarlo por el peso del concreto. Por último, el resultado se divide entre el área analizada para obtener el peso de la losa por metro cuadrado. Los resultados obtenidos se muestran en la siguiente tabla resumen.

Vol (m ³)	Peso (tn)	tn/m ²
0,71	1,70	0,47

Tabla 3.2 Peso losa nervada

Una vez obtenido el peso de la losa por metro cuadrado, se procede a realizar el metrado de cargas que se muestra a continuación

Metrado de Cargas

Carga Muerta (CM):

- Peso propio : 0,47 tn/m²
- Piso terminado : 0,10 tn/m²

$$CM = 0,57 \text{ tn/m}^2$$

Carga Viva (CV):

- Sobre carga (típico) : 0,30 tn/m²
- Sobre carga (azotea): 0,10 tn/m²

$$CV \text{ (típico)} = 0,17 \text{ tn/m}^2 \text{ (Aplicando reducción de carga viva según Art10 E-020)}$$

$$CV \text{ (azotea)} = 0,06 \text{ tn/m}^2 \text{ (Aplicando reducción de carga viva según Art10 E-020)}$$

Debido a las grandes luces de la losa y a sus apoyos que posee (vigas de borde), la simplificación que se considera es la de una losa simplemente apoyada en sus 4 lados. En primer lugar, se calculan las combinaciones a usar para verificar el predimensionamiento en la losa más cargada (típica). Al igual que para la opción 1, se utilizaron dos combinaciones de carga que se muestran a continuación

$$U1 = 1,4 CM + 1,7 CV = 1,09 \text{ tn/m}^2$$

$$Ws = CM + 0,3 CV = 0,59 \text{ tn/m}^2$$

Luego, se calcula el momento positivo en el centro de la losa con ayuda de las tablas de Kalmanok (revisar biografía) en base a las dos combinaciones mencionadas anteriormente. Se trabaja con una relación de lados "A/B" igual a 1 y las dimensiones del paño de 15,2 x 15,2 m. La ecuación usada y los resultados obtenidos se muestran a continuación.

$$M_{cp} = 0,0368 \times L^2 \times p \dots (9)$$

M_{cp} = momento positivo en el centro de la losa

p = carga distribuida de la losa

L = longitud del paño en dirección analizada

$$M_{cp} (U1) = 9,24 \text{ tn.m}$$

$$M_{cp} (Ws) = 5,28 \text{ tn.m}$$

Estos momentos obtenidos son para un ancho de losa de 1 metro; sin embargo, para la losa nervada, se debe considerar un ancho de 1,9 metros. Es por ello, que a los resultados obtenidos anteriormente se les multiplica por 1,9 para obtener el resultado real.

$$M_{cp} (U1) = 9,24 \times 1,9 = 17,56 \text{ tn.m}$$

$$M_{cp} (Ws) = 5,28 \times 1,9 = 10,03 \text{ tn.m}$$

Con el momento obtenido de la carga última, se realizará un diseño rápido de la sección de los nervios de la losa; con el momento obtenido de la carga de servicio, se calculara si la sección se encuentra agrietada. El ancho efectivo de la losa usada como ala de los nervios se

considera el menor valor según las especificaciones de la Norma E.060 en su acápite 8.10.2 para vigas "T".

- Ocho veces el espesor de la losa = 56 cm
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma = 88 cm

De acuerdo a los resultados obtenidos se escoge la primera opción (56 cm) lo que nos da un ancho efectivo total de los nervios de 1,27 m. A continuación, se muestra el diseño tentativo de la losa nervada en la siguiente tabla.

Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	fierro
17,56	84	127	1,96	0,05%	5,33	2 ϕ 3/4"

Tabla 3.3 Diseño fierro positivo nervadura

Luego, se procede a calcular el momento con el cual el concreto se fisura utilizando la fórmula 2 mencionada en la página 10. Se utilizó de base la figura mostrada a continuación para el cálculo del eje neutro.

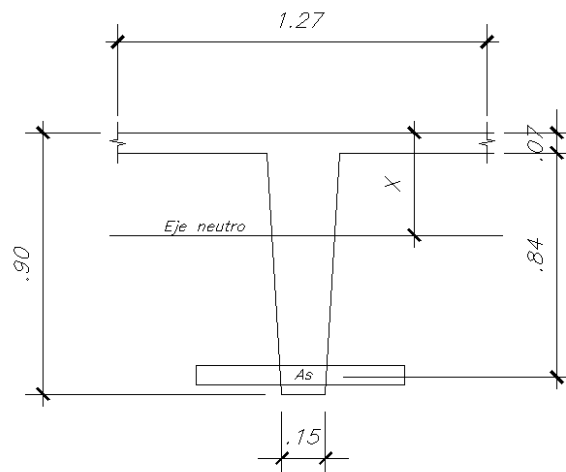


Figura 3.7. Eje neutro nervios sección bruta

$$X = \frac{3,5 \times 127 \times 7 + 15 \times 83 \times (7 + 41,5) + 5,68 \times 8,2 \times 84}{127 \times 7 + 83 \times 15 + 5,68 \times 8,2} = 30,91$$

Ahora se procede a calcular la inercia de la sección respecto al eje neutro obtenido.

$$I_g = 1657220 \text{ cm}^4$$

Remplazando la inercia obtenida en la ecuación 2.

$$M_{cr} = \frac{28,98 \times 1657220}{90 - 30,91} = 8,13 \text{ tn.m}$$

Comparando el valor del momento de agrietamiento de la sección de concreto frente al momento obtenido por las cargas de servicio se obtiene que la sección se encuentra agrietada.

Como segunda simplificación, se va a realizar la transformación de la losa nervada a una losa maciza de ancho constante. Para ello, se considera que ambas secciones poseen la misma inercia respecto a sus ejes neutros (inercia equivalente). Es por eso, que en primer lugar, se tiene que calcular la inercia de la sección agrietada de la losa nervada para luego hacer la transformación respectiva a la losa maciza. Se usa la siguiente figura como guía para calcular la inercia, se asume que el eje neutro se encuentra ubicado luego de los 7 cm de losa superior.

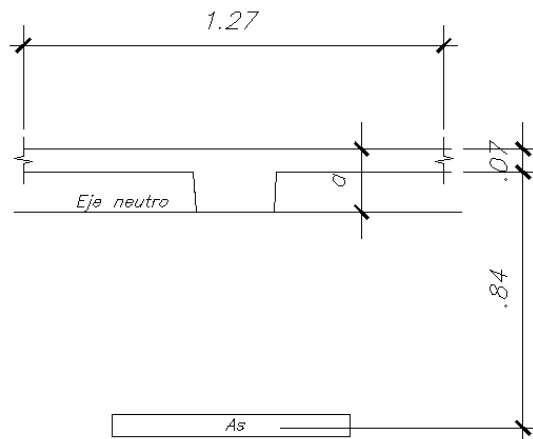


Figura 3.8 Eje neutro nervios sección agrietada

$$a = \frac{127 \times 7 \times 3,5 + 15 \times (a - 7) \times \left(7 + \frac{a - 7}{2}\right) + 5,68 \times 9,2 \times 84}{127 \times 7 + 15 \times (a - 7) + 5,68 \times 9,2} = 7,70 \text{ cm}$$

De esta manera, se cumple lo asumido con la ubicación del eje neutro. Continuando con el cálculo de la inercia respecto al eje neutro hallado se obtiene.

$$I_{cr} = 323530 \text{ cm}^4$$

Haciendo la transformación de la losa nervada a una losa maciza se obtiene la siguiente ecuación; el ancho de losa que se considera es de 1,27 metros.

$$323530 = \frac{100 \times h^3}{12}$$

Resolviendo la ecuación anterior se obtiene un ancho de losa aproximado igual a 34 centímetros. Con este valor, se trabajará para el cálculo de la deflexión en el centro. Para el cálculo de la deflexión, se usa la tabla N° 12 de Kalmanok y la ecuación mencionada a continuación.

$$\delta_{inmediata} = 0,00406 \times \frac{P \times a^4}{D} \dots (10)$$

$\delta_{inmediata}$ = deflexión inmediata de la losa en su punto medio

P = carga distribuida de la losa

$a = \text{longitud del paño en dirección analizada}$

$$D = \frac{Ec x h^3}{12 x (1-v^2)}$$

$Ec = \text{Modulo de Elasticidad del concreto}$

$v = \text{módulo de poisson}$

Se trabaja con un ancho de losa de 1 metro. Reemplazando los valores requeridos de la ecuación se obtiene el siguiente resultado.

$$\delta_{\text{inmediata}} = 2,03 \text{ cm}$$

Al igual que para la opción 1, se considerará un valor de 1,8 al coeficiente que se multiplica la deflexión inmediata para calcular la deflexión diferida. El cálculo de la deflexión inmediata se muestra a continuación

$$\delta_{\text{diferida}} = 1,8 x \delta_{\text{inmediata}} = 3,65 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\text{inmediata}} + \delta_{\text{diferida}} = 5,69 \text{ cm} < 6,70 \text{ cm}$$

Este valor obtenido de la deflexión total de la losa nervada es menor al máximo permitido por lo Norma E.060. Esto quiere decir, que no existen problemas con las dimensiones colocadas de la losa y se puede proceder a realizar el diseño también para esta opción.

CAPITULO 4: METRADO DE CARGAS DE GRAVEDAD

En este capítulo se realizará un metrado a algunos elementos estructurales de la edificación, con la finalidad de agilizar el proceso de diseño más adelante.

4.1 METRADO DE LOSAS

- Losas Aligeradas

Se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones para el metrado.

- Las viguetas se repiten cada 40 cm. Por eso, se considerará una franja tributaria de 40 cm de ancho para el metrado de las viguetas.
- La zona de apoyo de las viguetas con las vigas o placas de la estructura se consideran como simplemente apoyadas.

El aligerado elegido para ambas opciones es de 25 cm de altura. En la tabla siguiente se mencionan las posibles cargas que pueden actuar sobre este.

Carga	Descripción	Operación	Metrado	Unidades
CM	Peso propio	$0,35 \times 0,4$	0,14	Ton/m
	Piso terminado	$0,1 \times 0,4$	0,04	Ton/m
	TOTAL =		0,18	Ton/m
CV	Taller	$0,30 \times 0,4$	0,12	Ton/m
	Sala de profesores	$0,25 \times 0,4$	0,10	Ton/m
	Almacén	$0,5 \times 0,4$	0,20	Ton/m
	Corredor	$0,4 \times 0,4$	0,16	Ton/m
	Azotea	$0,4 \times 0,1$	0,04	Ton/m

Tabla 4.1 Valores de cargas para la losa aligerada

Para la opción 1, se elegirá la sección señalada en la figura siguiente.

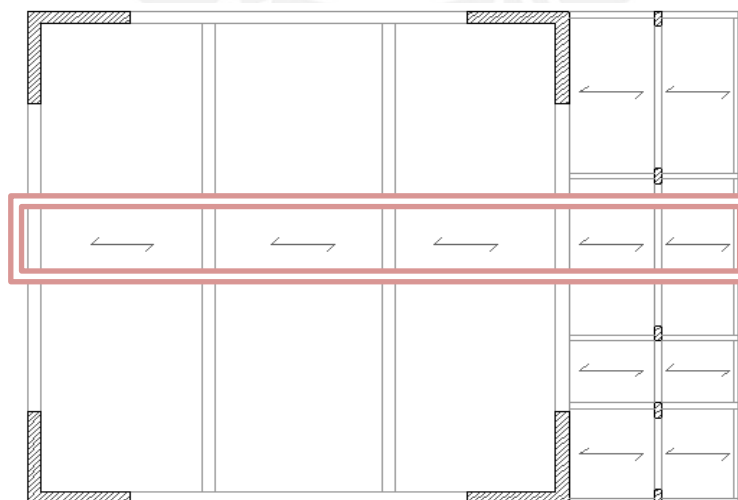


Figura 4.1 Paño de aligerado a analizar opción 1 piso típico

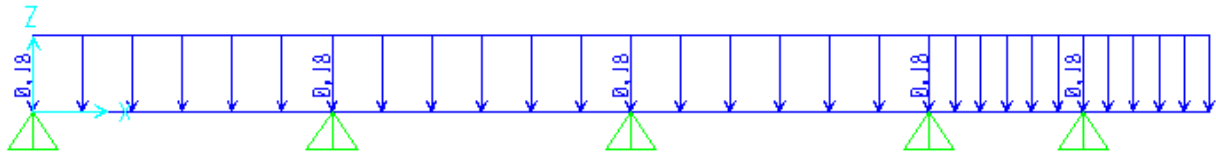


Figura 4.2 CM aligerado seleccionado

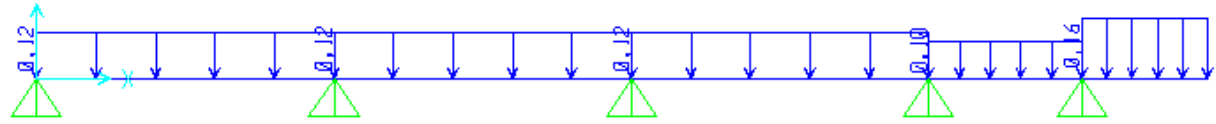


Figura 4.3 CV aligerado seleccionado

Para la opción 2, que posee solamente dos paños, se eligió la siguiente sección que se muestra a continuación

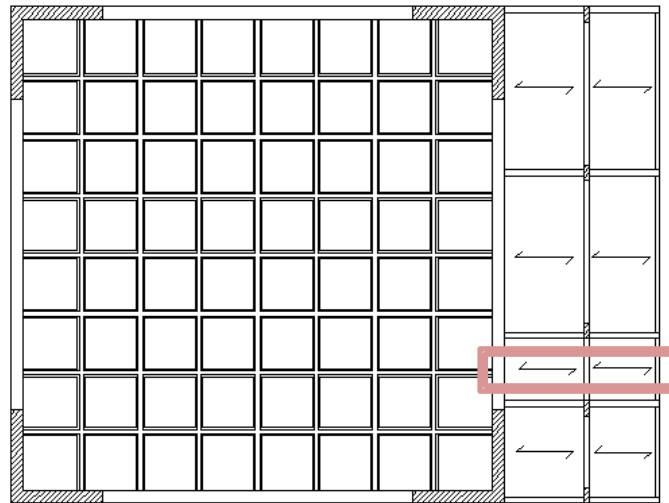


Figura 4.4 Paño de aligerado a analizar opción 2 piso típico

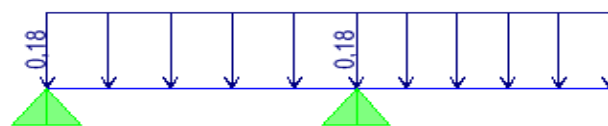


Figura 4.5 CM aligerado seleccionado

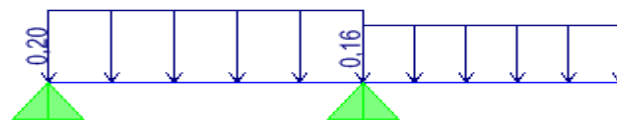


Figura 4.6 CV aligerado seleccionado

- **Losas Nervadas**

La losa nervada de la opción 2 es la única losa en dos direcciones que existe en las dos edificaciones analizadas. El metrado de ésta losa ya se realizó en el capítulo 3 al momento de realizar el predimensionamiento del sistema de techo de la opción 2. Sin embargo a

continuación se muestra una tabla con los datos extraídos para tenerlos de una forma más ordenada

Carga	Descripción	Metrado	Unidades
CM	Peso propio	0,47	Ton/m ²
	Piso terminado	0,1	Ton/m ²
	TOTAL =	0,57	Ton/m ²
CV	Taller	0,35	Ton/m ²
	Azotea	0,10	Ton/m ²

Tabla 4.2 Valores de cargas para la losa nervada

Las cargas mencionadas anteriormente se distribuyen de manera uniforme en toda el área por metro cuadrado. Además debido a los apoyos que posee (vigas de borde) y a la longitud del paño (16 x 16 m) se considera que la losa posee sus 4 lados simplemente apoyados como se muestra en la siguiente figura.

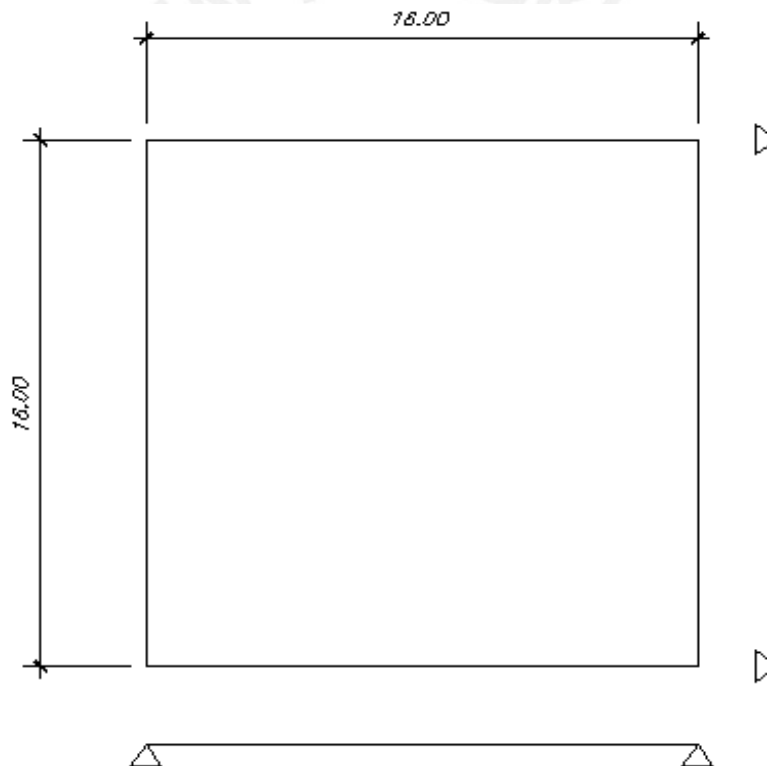


Figura 4.7 apoyos losa nervada.

4.2 METRADO DE VIGAS

Para el caso de las vigas analizadas se han considerado los siguientes puntos.

- La tabiquería que se considera en ambas opciones se apoya directamente sobre las vigas. El peso específico de la tabiquería se definió anteriormente y es de 1,4 tn/m³
- Como en el modelo que se realizará se cargará directamente la losa para que esta transmita las cargas a las vigas, no hace falta realizar un metrado considerando las cargas que actúan en la losa.

- En el modelo que se realizará usando el software de diseño, se agregará la opción de que el programa considere el peso propio. Es por eso, que la única carga que actúa sobre la viga es la de la tabiquería.

A continuación, se presenta una tabla con las diferentes cargas de tabique que actúan en la viga dependiendo de su peralte para cada opción analizada. También se muestra la carga que genera el parapeto en el borde del corredor.

- **Aligerado convencional con vigas intermedias**

Tabique	Sección viga	Altura tabique	Cálculos	Peso	Unidades
Tabique 1	40 x 100	$4,1 - 1,0 = 3,1$	$3,1 \times 0,15 \times 1,4$	0,65	tn / ml
Tabique 2	40 x 150	$4,1 - 1,5 = 2,6$	$2,6 \times 0,15 \times 1,4$	0,55	tn / ml
Tabique 3	20 x 60	$4,1 - 0,6 = 3,5$	$3,5 \times 0,15 \times 1,4$	0,74	tn / ml
Parapeto	--	1	$1,0 \times 0,15 \times 1,4$	0,21	tn / ml

Tabla 4.3 Metrado tabiques sobre viga opción 1

- **Losa Nervada**

Tabique	Sección viga	Altura tabique	Cálculos	Peso	Unidades
Tabique 1	40 x 100	$3,6 - 1,0 = 2,6$	$2,6 \times 0,15 \times 1,4$	0,55	tn / ml
Tabique 2	20 x 60	$3,6 - 0,6 = 3,0$	$3,0 \times 0,15 \times 1,4$	0,63	tn / ml
Parapeto	--	1	$1,0 \times 0,15 \times 1,4$	0,21	tn / ml

Tabla 4.4 Metrado tabiques sobre viga opción 2

En ambas opciones, existen en total tres secciones diferentes de vigas. Para realizar el metrado de columnas se requiere el peso propio de cada una de estas. Es por eso, que a continuación se muestra una tabla que resume el peso por metro lineal de cada una de las vigas para ambas opciones.

Viga	Cálculos	Peso	Unidades
40 x 150	$2,4 \times 0,4 \times 1,5$	1,44	tn / ml
40 x 100	$2,4 \times 0,4 \times 1,0$	0,96	tn / ml
20 x 60	$2,4 \times 0,2 \times 0,6$	0,29	tn / ml

Tabla 4.5 Peso propio vigas

4.3 METRADO DE COLUMNAS Y PLACAS

Para ambas opciones, se realizó un metrado de cargas por nivel (piso típico y azotea) como un paso previo para obtener el peso y masa de la estructura. En el metrado realizado, se consideró el aporte de los elementos no estructurales (tabiquería, parapetos). Se usó de guía el dibujo mostrado a continuación para el cálculo de áreas tributarias y nomenclatura usada. Adicionalmente, debido a las grandes áreas tributarias de las placas se consideró la reducción de carga viva de acuerdo al artículo 10 de la Norma Peruana E.020

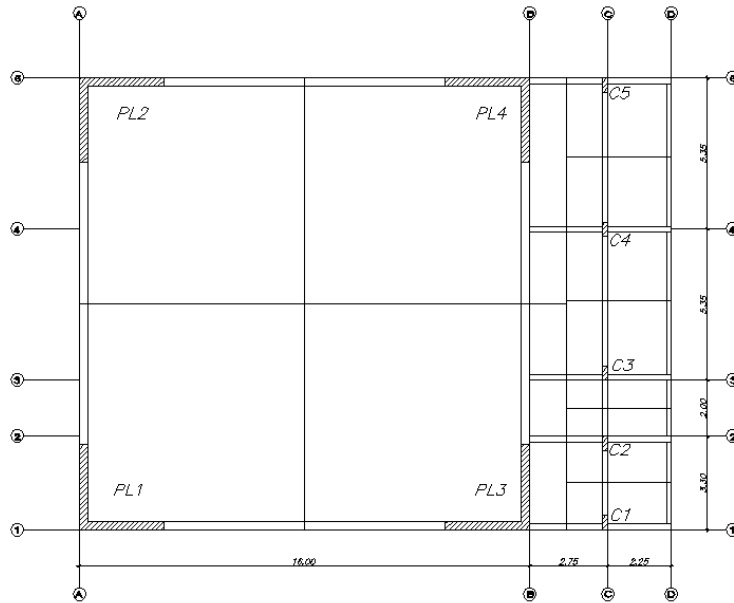


Figura 4.8 área tributaria y nomenclatura de columnas y placas

• Aligerado Convencional con vigas intermedias

Encof		Pesos	PL1	PL2	PL3	PL4	C1	C2	C3	C4	C5	PL1	PL2	PL3	PL4	C1	C2	C3	C4	C5	
Azotea	V 40x100	0,96 tn/ml			5,00	5,00								4,8	4,8						
	V 40x150	1,44 tn/ml	17,60	17,60	12,60	12,60						25,3	25,3	18,1	18,1						
	V 20x60	0,29 tn/ml			3,84	2,56	2,73	4,23	5,38	6,68	3,88			1,1	0,7	0,8	1,2	1,5	1,9	1,1	
	Alig h=25	0,35 tn/m ²	64,00	64,00	74,20	74,20	6,18	9,84	14,16	19,00	10,43	22,4	22,4	26,0	26,0	2,2	3,4	5,0	6,7	3,7	
	Peso	9,84 tn/m ²	2,24	2,24	2,24	2,24	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	22,0	22,0	22,0	22,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	CM											69,8	69,8	72,1	71,7	3,9	5,6	7,5	9,6	5,8	
	s/c	0,10 tn/m ²	64,00	64,00	74,20	74,20	6,18	9,84	13,78	19,37	10,43	4,2	4,2	4,7	4,7	0,6	1,0	1,4	1,9	1,0	
	CV											4,2	4,2	4,7	4,7	0,6	1,0	1,4	1,9	1,0	
Piso 3	Parapeto	0,21 tn/ml					1,65	2,65	3,73	5,28	2,53					0,3	0,6	0,8	1,1	0,5	
	Tabique 1	0,65 tn/ml	5,00	5,00	5,00	5,00						3,3	3,3	3,3	3,3						
	Tabique 2	0,55 tn/ml	5,00	5,00	5,00	5,00						2,7	2,7	2,7	2,7						
	Tabique 3	0,74 tn/ml			3,84	1,28	2,43	2,43	3,58	5,10	3,58			2,8	0,9	1,8	1,8	2,6	3,7	2,6	
	V 40x100	0,96 tn/ml			5,00	5,00								4,8	4,8						
	V 40x150	1,44 tn/ml	17,60	17,60	12,60	12,60						25,3	25,3	18,1	18,1						
	V 20x60	0,29 tn/ml			3,84	2,56	2,73	4,23	5,38	6,68	3,88			1,1	0,7	0,8	1,2	1,5	1,9	1,1	
	Alig h=25	0,35 tn/m ²	64,00	64,00	74,20	74,20	6,18	9,84	14,16	19,00	10,43	22,4	22,4	26,0	26,0	2,2	3,4	5,0	6,7	3,7	
	Peso	9,84 tn/m ²	2,24	2,24	2,24	2,24	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	22,0	22,0	22,0	22,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	CM											75,8	75,8	80,9	78,6	6,1	8,0	10,9	14,4	8,9	
	s/c taller	0,30 tn/m ²	64,00	64,00	64,00	64,00						10,4	10,4	10,4	10,4						
	s/c deposito	0,50 tn/m ²			4,21		2,45	2,42							2,1		1,2	1,2			
	s/c prof	0,25 tn/m ²			3,44	10,20			3,99	7,67	4,13				0,5	1,4			1,0	1,9	1,0
s/c corredor	0,40 tn/m ²			2,55		3,73	7,42	9,79	11,70	6,30				0,6		1,5	3,0	3,9	4,7	2,5	
CV											10,4	10,4	13,5	11,7	2,7	4,2	4,9	6,6	3,6		

Tabla 4.6 Metrado cargas columnas y placas opción 1 – azotea, piso 3

• Losa Nervada

Encof	Piso	Pesos Unitarios	PL1	PL2	PL3	PL4	C1	C2	C3	C4	C5	PL1	PL2	PL3	PL4	C1	C2	C3	C4	C5	
Azotea	V 40x100	0,96 tn/ml	10,00	10,00	10,00	10,00						9,6	9,6	9,6	9,6						
	V 20x60	0,29 tn/ml			3,84	2,56	2,73	4,23	5,38	6,68	3,88			1,1	0,7	0,8	1,2	1,5	1,9	1,1	
	Nervada	0,57 tn/m ²	64,00	64,00	64,00	64,00						36,5	36,5	36,5	36,5						
	Alig h=25	0,35 tn/m ²			10,20	10,20	6,18	9,84	13,78	19,37	10,43			3,6	3,6	2,2	3,4	4,8	6,8	3,7	
	Peso	8,64 tn/m ²	2,24	2,24	2,24	2,24	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	19,4	19,4	19,4	19,4	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	
	CM											65,4	65,4	70,1	69,7	3,8	5,5	7,2	9,6	5,6	
	s/c	0,10 tn/m ²	64,00	64,00	74,20	74,20	6,18	9,84	13,78	19,37	10,43	4,2	4,2	4,7	4,7	0,6	1,0	1,4	1,9	1,0	
CV											4,2	4,2	4,7	4,7	0,6	1,0	1,4	1,9	1,0		
Piso 3	Parapeto	0,21 tn/ml					1,65	2,65	3,73	5,28	2,53					0,3	0,6	0,8	1,1	0,5	
	Tabique 1	0,55 tn/ml	10,00	10,00	10,00	10,00						5,5	5,5	5,5	5,5						
	Tabique 2	0,55 tn/ml																			
	Tabique 2	0,63 tn/ml			3,84	1,28	2,43	2,43	3,58	5,10	3,58			2,4	0,8	1,5	1,5	2,3	3,2	2,3	
	V 40x100	0,96 tn/ml	10,00	10,00	10,00	10,00						9,6	9,6	9,6	9,6						
	V 40x150	tn/ml																			
	V 20x60	0,29 tn/ml			3,84	2,56	2,73	4,23	5,38	6,68	3,88			1,1	0,7	0,8	1,2	1,5	1,9	1,1	
	Nervada	0,57 tn/m ²	64,00	64,00	64,00	64,00						36,5	36,5	36,5	36,5						
	Alig h=25	0,35 tn/m ²			10,20	10,20	6,18	9,84	13,78	19,37	10,43			3,6	3,6	2,2	3,4	4,8	6,8	3,7	
	Peso	8,64 tn/m ²	2,24	2,24	2,24	2,24	0,10	0,10	0,10	0,10	0,10	19,4	19,4	19,4	19,4	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	
	CM											70,9	70,9	78,0	76,0	5,7	7,6	10,3	13,9	8,4	
	s/c taller	0,30 tn/m ²	64,00	64,00	64,00	64,00						10,4	10,4	10,0	10,0						
	s/c deposito	0,50 tn/m ²			4,21		2,45	2,42							2,1	1,2	1,2				
s/c prof	0,25 tn/m ²			3,44	10,20			3,99	7,67	4,13			0,4	1,3			1,0	1,9	1,0		
s/c corredor	0,40 tn/m ²			2,55		3,73	7,42	9,79	11,70	6,30			0,5		1,5	3,0	3,9	4,7	2,5		
CV											10,4	10,4	13,1	11,3	2,7	4,2	4,9	6,6	3,6		

Tabla 4.7 Metrado cargas columnas y placas opción 2- azotea, piso 3

Las tablas mostradas poseen dos zonas. En la zona izquierda, se encuentran los datos extraídos de los planos, tales como las longitudes de vigas y áreas tributarias de cada columna y placa. También se muestran los pesos unitarios obtenidos anteriormente de los metrados de losas y vigas. En la zona derecha se muestra el peso de cada componente que afecta a la columna o placa. Por último, la suma de cada una de las partes que conforman las cargas muerta y viva.

Con los valores obtenidos, más adelante, se puede calcular el peso de la estructura por nivel y en general. Esto sirve como un paso previo para obtener la masa de cada nivel e inercia rotacional que va a ser necesaria durante el modelamiento de la estructura. Cabe mencionar que la edificación posee 4 niveles en total de los cuales 3 poseen las cargas de típico y el último la de azotea.

CAPITULO 5: ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

En este capítulo se realizará el modelaje de la estructura usando el programa de computo ETABS y se realizará el análisis de la estructura bajo cargas de gravedad. Todas las simplificaciones consideradas se explican a continuación.

5.1 CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL MODELAJE

Para el modelaje estructural de la edificación analizada, se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones.

- Se definió el peso del concreto ($2,4 \text{ tn/m}^3$) al momento de definir el material en el modelaje de la estructura. De esta manera, se simplifica el proceso de cargar la estructura debido a que el programa ya considera el peso de cada elemento.
- Las losas se definieron con un espesor mínimo y luego se cargó el área con el peso de cada una. De esta manera, se evitaba el proceso de definir exactamente la estructura de cada una de las losas agilizando el diseño.
- De igual manera, al definir la masa del concreto, se colocó el valor de cero. Sin embargo, para el análisis sísmico la edificación debe poseer masa en cada uno de sus niveles. Es por ello que, se definió un punto en cada nivel (centro de masa del nivel) para que luego se cargue con su masa e inercia rotacional respectiva. En este capítulo, se calculará la masa e inercia rotacional de cada nivel que se va a definir en el modelo realizado, usando de guía el metrado de columnas y placas realizado el capítulo anterior.
- Cada nivel de la edificación se definió como un diafragma rígido. De esta manera, se relacionaban todos los puntos de cada nivel y el comportamiento de la estructura se asemejaba a la realidad.
- Las placas en “L” se definieron como dos walls separados para luego agruparse como Piers. De esta manera, se lograba que las alas de la “L” se comporten como si trabajaran juntas, asemejándose a la realidad.
- El tipo de apoyo que se usó en la base fue empotrado.
- Las columnas y vigas se definieron como frames con sus dimensiones obtenidas en el predimensionamiento
- Se definieron dos modelos, uno para cada opción analizada con su altura correspondiente en cada uno de los modelos.

5.2 MODELAJE ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Como se mencionó anteriormente, el programa usado para el análisis de la estructura fue ETABS. A continuación, se muestran algunas figuras y datos que se tomaron al momento del modelaje.

- Las propiedades del concreto se ingresaron de la siguiente manera.

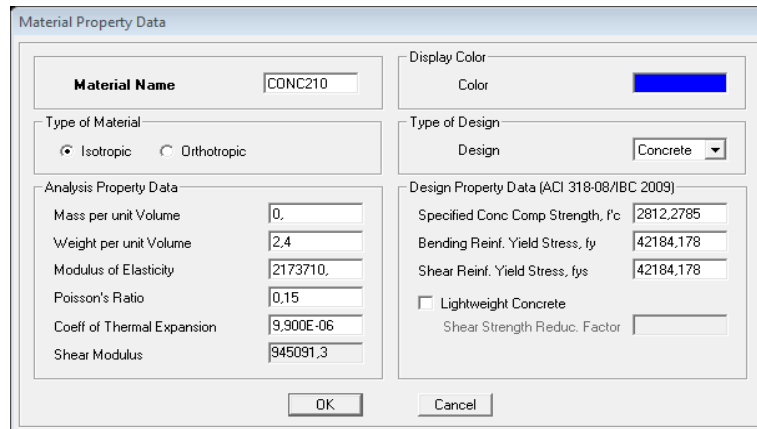


Figura 5.1 Propiedades del concreto en el programa ETABS

- Las vigas y columnas se definieron de la siguiente forma

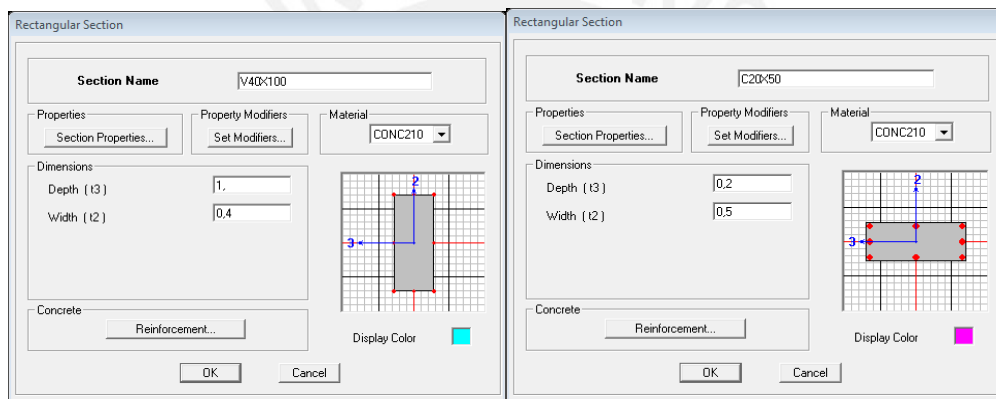


Figura 5.2 Secciones definidas en el programa ETABS

- También se definieron las losas y muros de ambas estructuras. Como se mencionó, a las losas se les coloca un espesor mínimo y luego se iba a cargar el peso de la losa en el modelo.

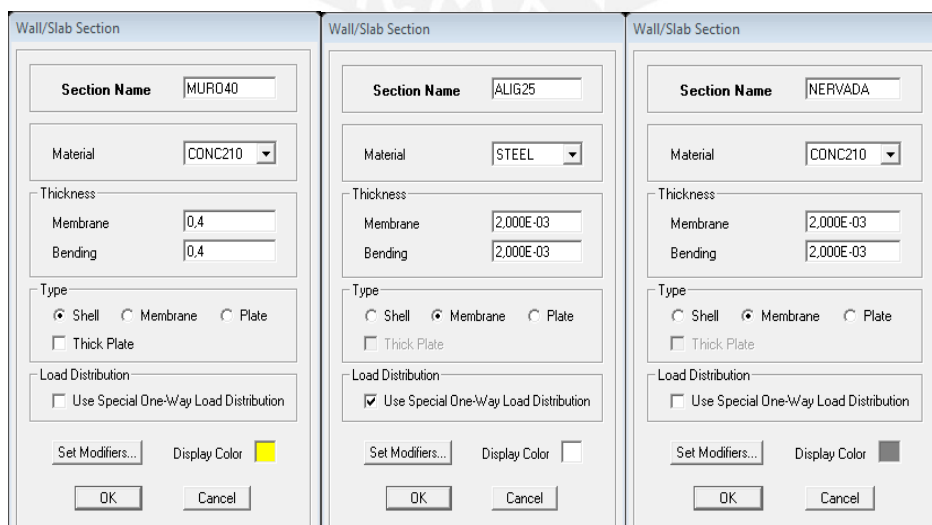


Figura 5.3 Definición de losas y muros en el programa ETABS

- Una vez definidas las secciones de la estructura para ambas opciones, se procede a realizar el modelamiento estructural y cargar la estructura. La zona del volado se cargó directamente a la viga del eje “C”. A continuación se muestra el modelo 3D de ambas opciones.

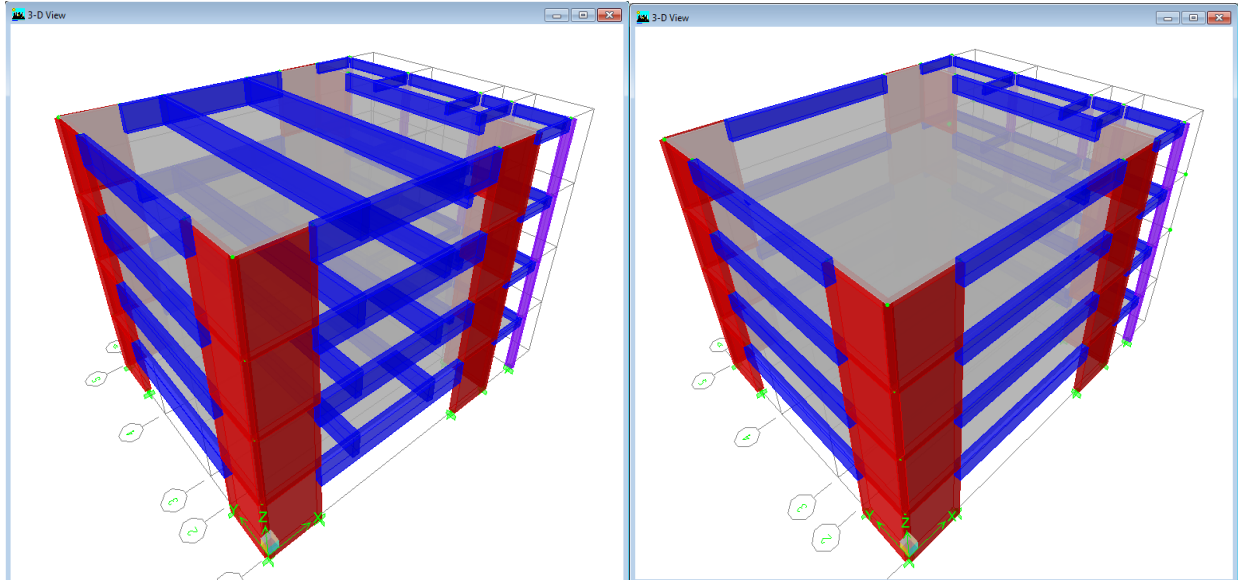


Figura 5.4 Modelo estructural opciones 1 y 2

- Los puntos de un mismo nivel están unidos a través de un diafragma rígido. Aunque no se aprecia en las figuras colocadas, también se definió un punto en el centro de masa de cada losa para que luego se cargue con toda la masa de su nivel respectivo.

5.3 RESULTADOS DE ANÁLISIS BAJO CARGAS DE GRAVEDAD

Al correr el programa con el modelo realizado se obtienen los siguientes resultados que se muestran a continuación algunos de los diagramas obtenidos para las opciones analizadas

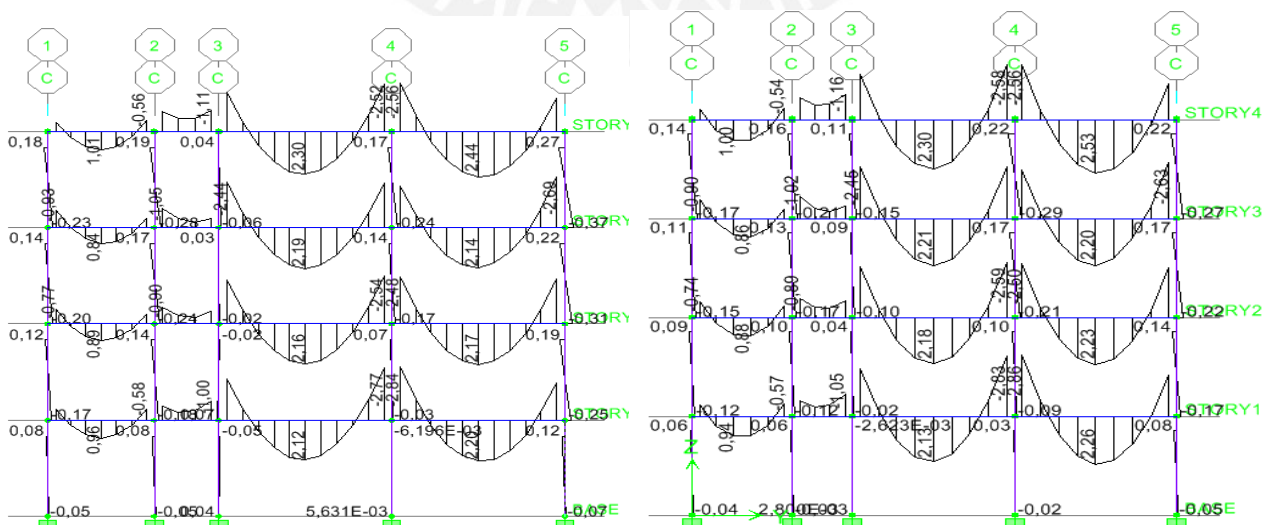


Figura 5.5 Eje C, Momentos debido a CM - Opciones 1 y 2

CAPITULO 6: ANÁLISIS SÍSMICO

En este capítulo, se realiza el análisis sísmico del edificio según las especificaciones de la Norma E.030. El primer objetivo de este análisis es verificar que la estructura propuesta no exceda los desplazamientos máximos durante los movimientos sísmicos que puedan afectarla durante su funcionamiento. El segundo objetivo es obtener las fuerzas sísmicas en cada elemento estructural para su posterior diseño.

6.1 INTRODUCCIÓN

Debido a que nuestro país se ubica en una zona altamente sísmica, los desplazamientos laterales y fuerzas sísmicas son valores de gran importancia al momento de diseñar un proyecto. La Norma E.030 establece una serie de procedimientos para el análisis de cualquier tipo de edificio.

Para el análisis sísmico de la estructura se utilizó el programa ETABS (Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems). Este programa permite realizar el análisis dinámico de la estructura en forma tridimensional. Para ello, se tiene que definir un espectro que idealice el posible comportamiento de un sismo basado en las consideraciones de la Norma E.030.

Además, al momento de realizar el modelaje, se consideró la opción de colocar 0 a la masa del concreto y se definió un punto específico en el modelo (centro de masa de cada nivel). Este punto se va a cargar con toda la masa e inercia rotacional que le corresponde, de acuerdo a su nivel, y en base al metrado de columnas que se realizó en el capítulo 4.

6.2 PARÁMETROS DE ANÁLISIS SÍSMICO

La Norma E.030 establece una serie de parámetros que se deben utilizar al momento de analizar la estructura con las sollicitaciones sísmicas que soporta. Estos parámetros se definen a continuación y además se escoge el valor a utilizar para cada uno.

Factor de Zona (Z)

La Norma E.030, en su artículo 5, divide al territorio nacional en tres zonas sísmicas. A cada una se le asigna un factor que se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años. El edificio analizado, al estar ubicado en Lima, le corresponde la Zona 3 y un valor de $Z = 0,4$.

Factor de Suelo (S)

De acuerdo al artículo 6 de la Norma E.030, el factor S se determina de acuerdo al tipo de suelo en el cual se apoya la edificación y su capacidad de amplificar las aceleraciones sísmicas. Un suelo bueno es considerado de categoría S1 y uno malo S4. Se consideró un

suelo del tipo S1 para la estructura analizada debido a su ubicación (San Miguel, Lima). Los valores obtenidos son $T_p = 0,4$ s y $S = 1$

Factor de amplificación sísmica (C)

En el artículo 7 de la Norma E.030, se define el factor de amplificación sísmica como la amplificación que recibe las aceleraciones sísmicas por efecto de la estructura en función a su periodo fundamental. Se usa la siguiente expresión para determinar el factor a usar.

$$C = 2,5 \times \frac{T_p}{T} \quad C \leq 2,5 \dots (11)$$

$T_p =$ Período del terreno

$T =$ Período fundamental de la estructura

Factor de Uso e Importancia (U)

La Norma E.030, en su artículo 8, clasifica las estructuras de acuerdo a su uso e importancia. Las más importantes les otorgan una categoría A; es decir, las estructuras que no deben interrumpir su función y sirven de albergue luego de un sismo importante. Las menos importantes les otorgan una categoría D y pueden fallar durante un sismo sin causar pérdidas humanas. El edificio analizado, al ser de uso aulas-taller, se le otorga una categoría A; es decir, un factor $U = 1,5$.

Coefficiente de Reducción (R)

En el artículo 12 de la Norma E.030, se establecen factores de reducción de las fuerzas sísmicas dependiendo del sistema estructural de la edificación. Para elementos de concreto Armado, el sistema estructural está en función del porcentaje del cortante basal resistido por los muros estructurales. Se considerará en primera instancia que los muros resisten todo el cortante basal de la estructura; es decir, el coeficiente de reducción empleada para ambas direcciones es de 6. Más adelante, se calculará la relación del cortante basal de muros y de la estructura para verificar lo asumido.

Peso de la Estructura (P)

En el acápite 16.4 del capítulo IV de la Norma E.030, se indica que el peso de una edificación se calculará adicionando a la carga muerta total un porcentaje de la carga viva. Este porcentaje varía de acuerdo a la categoría de la estructura. Para la edificación analizada, al ser de categoría A, el peso de la estructura es igual a la totalidad de la carga muerta más el 50% de la carga viva; es decir, $P = CM + 50\%CV$.

En el modelaje de la estructura, se consideró definir a la masa del concreto el valor de 0. Luego, se iba a cargar el centro de masa de cada piso con la masa e inercia rotacional que le

correspondía a cada nivel. Usando de base el metrado realizado en el capítulo 4, se procede a obtener los valores faltantes para un adecuado análisis de la estructura. Para cálculos de la inercia rotacional se consideró el área de cada nivel igual a 336 m² y los momentos de inercia respecto al centro de masa.

Nivel	CM total	CV total	Peso (tn) = CM + 0,5CV	Masa (tn.s/m ²) = Peso / 9,81	Inercia Rotacional (tn.s) = (Masa)x(Ix+Iy)/Area
Azotea	315,7	23,8	327,6	33,39	1939,4
Piso 3	359,3	67,9	393,3	40,09	2328,5
Piso 2	359,3	64,7	391,7	39,92	2318,7
Piso 1	359,3	64,7	391,7	39,92	2318,7

Tabla 6.1 Masa estructura opción 1: Aligerado convencional con vigas intermedias

Igualmente, para la opción 2, se muestran los resultados obtenidos.

Nivel	CM total	CV total	Peso (tn) = CM + 0,5CV	Masa (tn.s/m ²) = Peso / 9,81	Inercia Rotacional (tn.s) = (Masa)x(Ix+Iy)/Area
Azotea	302,5	23,8	314,4	32,05	1861,6
Piso 3	341,7	67,1	375,2	38,25	2221,7
Piso 2	641,7	64,7	374	38,13	2214,7
Piso 1	341,7	64,7	374	38,13	2214,7

Tabla 6.2 Masa estructura opción 2: Losa nervada

Con los valores de peso de la estructura por cada nivel se puede realizar el análisis sísmico estático de la estructura. También se puede definir las otras propiedades de la estructura (masa e inercia rotacional) en el modelo del programa ETABS para realizar el análisis dinámico. Todos estos procedimientos realizados se mencionan en los puntos siguientes.

6.3 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO

En el artículo 17 de la Norma E.030, se define una forma rápida de obtener el valor del periodo fundamental de la estructura en función de la altura de la edificación considerando el sistema estructural por el cual está compuesto. Para el caso de la edificación analizada (ambas opciones) la expresión a usar es la siguiente.

$$T = \frac{hn}{Ct} \dots (12)$$

T = Periodo fundamental

hn = Altura edificación

Ct = 60 para edificios compuestos por muros de corte

Para ambas opciones a continuación se muestran los valores de “T” y de “C”

- **Opción 1: Aligerado convencional con vigas intermedias**

hn (m)	Ct	T (s)	C
16,4	60	0,27	2,5

Tabla 6.3 Valor T y C opción 1

- **Opción 2: Losa nervada**

hn (m)	Ct	T (s)	C
14,4	60	0,24	2,5

Tabla 6.4 Valor T y C opción 2

Una vez obtenido el valor de “C” para ambas opciones se puede reemplazar los valores en la siguiente ecuación para obtener la cortante basal en la base. Esta ecuación ya se usó anteriormente en el capítulo 2 para predimensionar las placas y es la ecuación (1).

$$V_{basal} = \frac{ZUCS}{R} \times P \dots (1)$$

Para aplicar esta fórmula se necesitan los pesos totales de la edificación en ambos casos. Es por ello, que en la tabla siguiente, se menciona los pesos de la edificación y cortante basal obtenidos para ambas opciones

	Peso (tn)	V basal (tn)
Opción 1	1504,3	376,1
Opción 2	1437,6	359,4

Tabla 6.5 Peso y V basal opciones 1 y 2

Debido a que se va a realizar un análisis dinámico de la estructura, no hace falta calcular las fuerzas por nivel en cada una de las opciones de la edificación. Este valor de la cortante basal se usará de comparación con el valor obtenido del análisis dinámico para aplicar un factor de corrección si es necesario.

6.4 MODELAJE DEL EDIFICIO

Un modelaje previo se realizó en el capítulo anterior usando el programa ETABS; sin embargo, las cargas sísmicas todavía no se habían definido en ninguno de los modelos. Es por ello, que ahora se definirá las solicitaciones sísmicas en ambas direcciones. Para ello, en primer lugar, se debe definir el espectro a usar. La Norma E.030, en su artículo 18.2 define la aceleración espectral de la siguiente fórmula.

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \times g \dots (13)$$

S_a = aceleración espectral
g = aceleración de la gravedad

Los parámetros sísmicos (Z, U, S y R) se tienen definidos de acuerdo a la estructuración de ambas opciones y el valor de “g” es una constante (9,81 m/s²). Solo falta definir el valor de “C” que está en función del periodo de la estructura.

El valor de “C” y el de “Sa” van a ser diferente cuando el periodo de una estructura varíe. Es decir, una estructura más rígida (periodo menor) posee un mayor valor de “C” que una estructura más flexible y eso indica que posee una mayor aceleración espectral.

Para calcular en valor de “C” y de “Sa”, se va a realizar una tabla en la cual se asuma un valor de “T” y nos arroje ambos valores. Lo que se quiere obtener son los puntos que van a formar parte del espectro a utilizar en ambas opciones. A continuación, se muestra la tabla usada para definir el espectro en el programa. Cabe mencionar, que el valor de “Sa” no está multiplicado por la gravedad y más adelante se va a agregar este valor como coeficiente.

T (seg)	0,00	0,40	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	1,00	1,05	1,10	1,15	1,200	1,250
C-2003	2,500	2,500	1,667	1,538	1,429	1,333	1,250	1,176	1,111	1,053	1,000	0,952	0,909	0,870	0,833	0,800
Sa	0,250	0,250	0,167	0,154	0,143	0,133	0,125	0,118	0,111	0,105	0,100	0,095	0,091	0,087	0,083	0,080

1,300	1,350	1,400	1,450	1,500	1,550	1,600	1,650	1,700	1,750	1,800	1,850	1,900	1,950	2,000	2,050	2,100
0,769	0,741	0,714	0,690	0,667	0,645	0,625	0,606	0,588	0,571	0,556	0,541	0,526	0,513	0,500	0,488	0,476
0,077	0,074	0,071	0,069	0,067	0,065	0,063	0,061	0,059	0,057	0,056	0,054	0,053	0,051	0,050	0,049	0,048

2,150	2,200	2,250	2,300	2,350	2,400	2,450	2,500	2,550	2,600	2,650	2,700	2,750	2,800	2,850	2,900	2,950
0,465	0,455	0,444	0,435	0,426	0,417	0,408	0,400	0,392	0,385	0,377	0,370	0,364	0,357	0,351	0,345	0,339
0,047	0,045	0,044	0,043	0,043	0,042	0,041	0,040	0,039	0,038	0,038	0,037	0,036	0,036	0,035	0,034	0,034

Tabla 6.6 Tabulación del espectro sísmico

Una vez definido estos valores se copiaban en un block de notas las filas de “T” y “Sa para posteriormente definir las en el programa.

Para ambas opciones, el espectro usado era el mismo al igual en ambas direcciones. Este se definió en el programa de acuerdo a la siguiente figura.

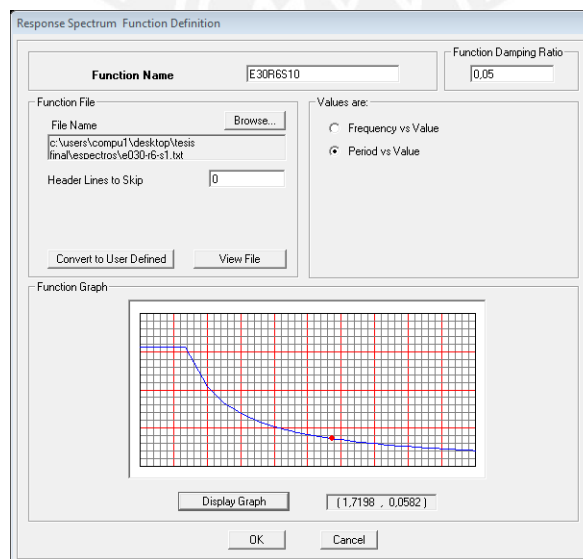


Figura 6.1 Definición de espectro

Luego, se tuvo que asignar la masa e inercia rotacional obtenida anteriormente en cada uno de los niveles de la edificación. Si no se asigna este valor, el periodo de la estructura sería cero y el modelo no recibiría ninguna carga sísmica actuante. Se muestra a continuación una imagen con la asignación de masas a la opción 1 (Azotea). La inercia rotacional se adiciona en el recuadro que indica "Rotation about Z".

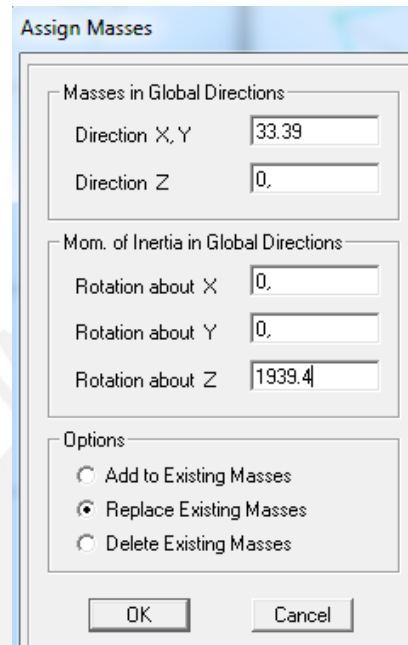


Figura 6.2 Asignación de masas opción 1 azotea.

A su vez, se definieron los sismos actuantes en las direcciones principales de la edificación

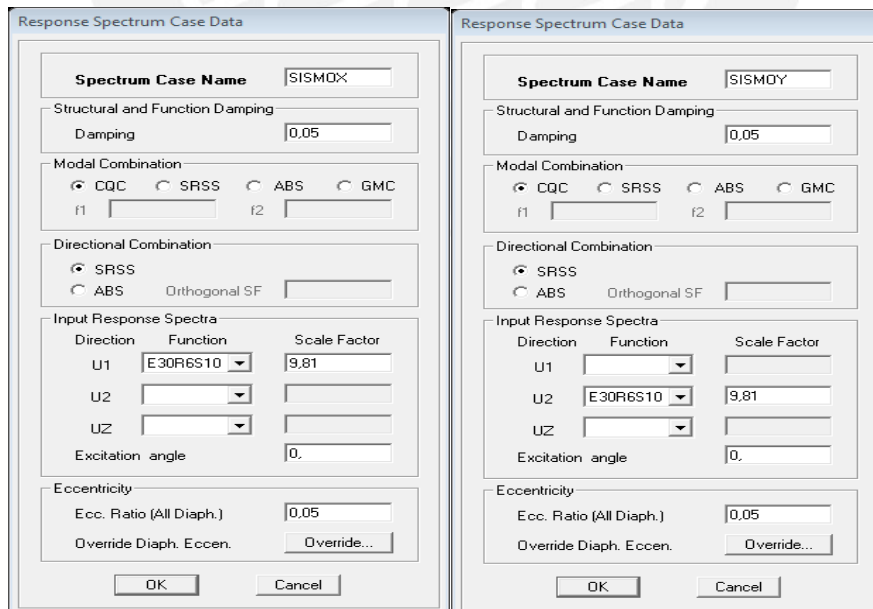


Figura 6.2 Solicitaciones sísmicas direcciones principales

Se considera una escala de 9,81 (aceleración de la gravedad), lo cual incluye finalmente en valor de "g" en el cálculo de la aceleración espectral. Además, al momento de definir los

sismos, se considera colocar una excentricidad accidental de 0,05 en el programa; tal cual lo indica la Norma E.030 en su artículo 18.

Además, se definen las combinaciones de carga definidas en el capítulo 1 en el programa de diseño para que se pueda realizar un adecuado trabajo al momento del diseño.

6.5 ANÁLISIS SÍSMICO DINÁMICO

Una vez definida todas las sollicitaciones sísmicas para ambas opciones planteadas, se procede a correr el programa y extraer los resultados más importantes.

- **Opción 1: Aligerado convencional con vigas intermedias**

Los periodos fundamentales para ambos sentidos son:

$$T (X-X) = 0,268 \text{ seg} \qquad T (Y-Y) = 0,311 \text{ seg}$$

En el análisis se consideraron 12 modos de vibración (3 por nivel), los resultados de los periodos para cada modo analizado y la masa efectiva que participa en cada uno de estos se muestra a continuación en la siguiente tabla.

Modo	Periodo (s)	Masa Efectiva (% total)	
		X	Y
1	0,311	0,003	70,551
2	0,268	75,047	0,003
3	0,153	0,000	3,066
4	0,071	0,000	18,505
5	0,067	17,774	0,000
6	0,038	0,000	0,411
7	0,032	0,000	5,687
8	0,031	5,604	0,000
9	0,021	0,000	1,475
10	0,021	1,572	0,000
11	0,018	0,000	0,237
12	0,013	0,000	0,065
		100,000	100,000

Tabla 6.7 Periodos de vibración opción 1

Los modos importantes para la dirección X son el modo 2 y 5. Con estos dos modos se tiene un porcentaje de la masa efectiva mayor al 90%. Para la dirección Y los modos importantes son el modo 1 y 4.

Algunos resultados de las fuerzas resultantes se muestran a continuación.

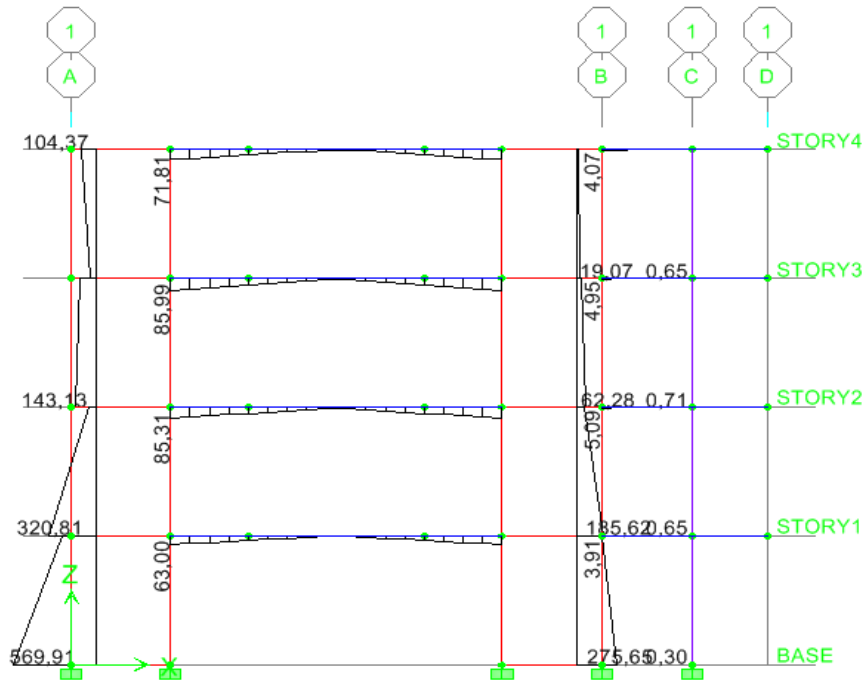


Figura 6.3 Momentos, solicitaciones debido al sismo X, eje 1

• **Opción 2: Losa Nervada**

Los periodos fundamentales para ambos sentidos son:

$$T (X-X) = 0,275 \text{ seg}$$

$$T (Y-Y) = 0,280 \text{ seg}$$

La tabla con los periodos y masa efectiva se muestra a continuación

Modo	Periodo (s)	Masa Efectiva (% total)	
		X	Y
1	0,280	0,278	71,267
2	0,275	72,343	0,277
3	0,151	0,000	1,069
4	0,062	0,003	19,839
5	0,061	20,217	0,002
6	0,034	0,000	0,298
7	0,028	0,000	5,621
8	0,028	5,682	0,000
9	0,019	0,000	1,330
10	0,019	1,477	0,000
11	0,016	0,000	0,236
12	0,012	0,000	0,061
		100,000	100,000

Tabla 6.8 Periodos de vibración opción 2

Los modos importantes para la dirección X son el modo 2 y 5. Para la dirección Y los modos importantes son el modo 1 y 4.

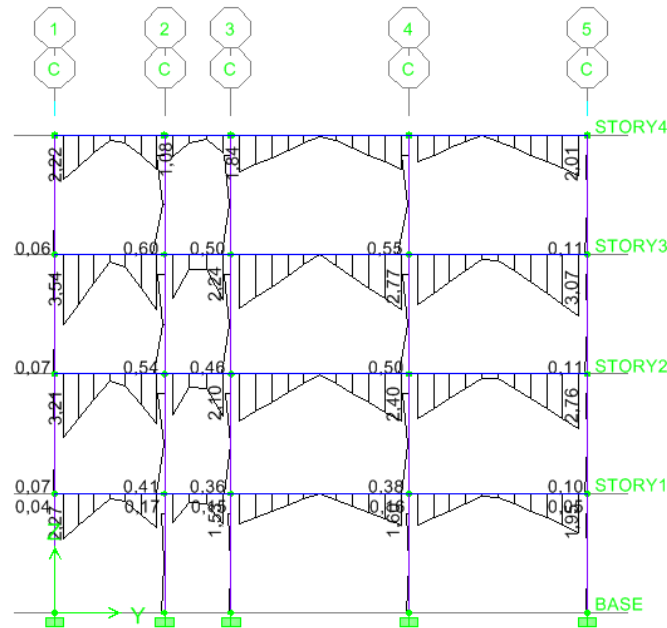


Figura 6.4 Momentos, solicitaciones debido al sismo Y, eje C

Adicionalmente, se procede a realizar la verificación de lo asumido en el punto 6.2 relacionado al valor del coeficiente de reducción R. Para ambas opciones se muestra la siguiente tabla.

		V Basal (tn)	V muros (tn)	Vmuro/VBasal
Opción 1	Sismo XX	294,81	294,22	99,81%
	Sismo YY	279,46	277,45	99,28%
Opción 2	Sismo XX	272,59	271,85	99,73%
	Sismo YY	268,63	266,37	99,16%

Tabla 6.9 Verificación coeficiente de Reducción.

Se observa que los valores de cortante resistido por los muros es prácticamente la totalidad de la cortante basal de la estructura para todos los casos. Por lo tanto, lo asumido en el punto 6.2 acerca de $R=6$ es correcto. Ahora se procederá a verificar los diferentes requerimientos de la Norma E.030

6.6 VERIFICACIÓN DE LOS REQUERIMIENTOS DE LA NORMA E.030

La Norma E.030 establece una serie de requisitos que las estructuras deben cumplir para que se consideren adecuadas en su respuesta ante las solicitaciones sísmicas. Estos requisitos se encuentran basados en los desplazamientos que puede sufrir la estructura en sus niveles.

Los requisitos que se mencionan en la Norma E.030 son los siguientes

- Desplazamientos relativos (máximo $0,7\%h = 0,0287m$, artículo 15)
- Torsión
- Desplazamientos acumulados

Se utilizará de base el análisis dinámico realizado para ambas opciones. Los datos extraídos del programa y verificaciones realizadas se muestran a continuación en las siguientes tablas.

• **Opción 1: Aligerado convencional con vigas intermedias**

Eje X

Piso	H(m)	Desplazamientos ETABS (m)			Desplazamientos Relativos (m)		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	Dcm _{rel}	Pto Cerc.	Pto Alej
4	4,10	0,0061	0,0061	0,0064	0,00170	0,00170	0,00180
3	4,10	0,0044	0,0044	0,0046	0,00190	0,00190	0,00200
2	4,10	0,0025	0,0025	0,0026	0,00170	0,00170	0,00170
1	4,10	0,0008	0,0008	0,0009	0,00080	0,00080	0,00090
D_{rel} MÁX.					0,0019	0,0019	0,0020

Tabla 6.10 Desplazamientos opción 1 sismo eje X

Estos son los datos extraídos del mismo programa. Los desplazamientos relativos equivalen a la resta entre dos desplazamientos de niveles contiguos. La Norma E.030 en su acápite 16.4 indica que para obtener los desplazamientos reales se debe multiplicar a los datos extraídos del programa por $\frac{3}{4}R$; es decir, por el valor de 4,5. A continuación se muestran las verificaciones realizadas en base a la tabla 6.9.

Desplazamientos Relativos Totales (m)							
Dcm _{rel} *0.75R	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	D _{máx}	DPA<D _{máx}
0,0077	0,19%	0,0077	0,19%	0,0081	0,20%	0,0287	Ok
0,0086	0,21%	0,0086	0,21%	0,0090	0,22%	0,0287	Ok
0,0077	0,19%	0,0077	0,19%	0,0077	0,19%	0,0287	Ok
0,0036	0,09%	0,0036	0,09%	0,0041	0,10%	0,0287	Ok
0,0086		0,0086		0,0090		0,0287	

Torsión (m)				Desplazamientos Acumulados (m)		
Dprom	1.3 x Dprom	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	DPA _{rel} xR-acum	D _{máx} -abs	DPA<D _{máx}
0,0079	0,0102	0,0081	Ok	0,0288	0,1148	Ok
0,0088	0,0114	0,0090	Ok	0,0207	0,0861	Ok
0,0077	0,0099	0,0077	Ok	0,0117	0,0574	Ok
0,0038	0,0050	0,0041	Ok	0,0041	0,0287	Ok
(a)		(b)				

Tabla 6.11 Verificación requerimientos de la norma opción 1 sismo eje X

Una vez verificados estos requisitos, se procede a calcular la cortante basal obtenida del análisis dinámico y se compara con la obtenida en el análisis estático. De esta manera, se sabrá si hay que aplicar algún factor adicional a las fuerzas sísmicas al momento de realizar el diseño de los elementos estructurales.

V- dinámico	295,0 tn.
V- estático	376,0 tn.
Vd/Ve	0,83
f (80% Vest)	1,00

Tabla 6.12 Verificación cortante basal análisis dinámico opción 1 sismo eje X

Eje Y

Se realiza el mismo procedimiento seguido líneas arriba para el eje X. Los datos extraídos del programa se muestran a continuación

Piso	H (m)	Desplazamiento ETABS (m)			Desplazamientos Relativos (m)		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	Dcm _{rel}	Pto Cerc.	Pto Alej
4	4,10	0,0081	0,0060	0,0102	0,00240	0,00170	0,00310
3	4,10	0,0057	0,0043	0,0071	0,00260	0,00190	0,00320
2	4,10	0,0031	0,0024	0,0039	0,00210	0,00160	0,00260
1	4,10	0,001	0,0008	0,0013	0,00100	0,00080	0,00130
D_{rel} MÁX.					0,0026	0,0019	0,0032

Tabla 6.13 Desplazamientos opción 1 sismo eje Y

Las verificaciones realizadas respecto a los requerimientos de la Norma se muestran a continuación

Desplazamientos Relativos Totales (m)							
Dcm _{rel} *0.75R	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	D _{máx}	DPA<D _{máx}
0,0108	0,26%	0,0077	0,19%	0,0140	0,34%	0,0287	Ok
0,0117	0,29%	0,0086	0,21%	0,0144	0,35%	0,0287	Ok
0,0095	0,23%	0,0072	0,18%	0,0117	0,29%	0,0287	Ok
0,0045	0,11%	0,0036	0,09%	0,0059	0,14%	0,0287	Ok
0,0117		0,0086		0,0144		0,0287	

Torsión (m)				Desplazamientos Acumulados (m)		
D _{prom}	1.3 xD _{prom}	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	DPA _{rel} xR-acum	D _{máx} -abs	DPA<D _{máx}
0,0108	0,0140	0,0140	Ok	0,0459	0,1148	Ok
0,0115	0,0149	0,0144	Ok	0,0320	0,0861	Ok
0,0095	0,0123	0,0117	Ok	0,0176	0,0574	Ok
0,0047	0,0061	0,0059	Ok	0,0059	0,0287	Ok
	(a)	(b)				

Tabla 6.14 Verificación requerimientos de la norma opción 1 sismo eje Y

Por último, se compara la fuerza cortante dinámica obtenida en el programa y la fuerza estática como se realizó anteriormente.

V- dinámico	279,5 tn.
V- estático	376,0 tn.
Vd/Ve	0,80
f (80% Vest)	1,00

Tabla 6.15 Verificación cortante basal análisis dinámico opción 1 sismo eje Y

• Opción 2: Losa nervada

Eje X

Piso	H (m)	Desplazamiento ETABS (m)			Desplazamientos Relativos (m)		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	Dcm _{rel}	Pto Cerc.	Pto Alej
4	3,60	0,0065	0,00650	0,00670	0,00210	0,00210	0,00210
3	3,60	0,0044	0,00440	0,00460	0,00200	0,00200	0,00210
2	3,60	0,0024	0,00240	0,00250	0,00160	0,00160	0,00170
1	3,60	0,0008	0,00080	0,00080	0,00080	0,00080	0,00080
D _{rel} MÁX.					0,0021	0,0021	0,0021

Tabla 6.16 Desplazamientos opción 2 sismo eje X

Las verificaciones realizadas se muestran a continuación

Desplazamientos Relativos Totales (m)							
Dcm _{rel} *0.75R	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	D _{máx}	DPA<D _{máx}
0,0095	0,26%	0,0095	0,26%	0,0095	0,26%	0,0252	Ok
0,0090	0,25%	0,0090	0,25%	0,0095	0,26%	0,0252	Ok
0,0072	0,20%	0,0072	0,20%	0,0077	0,21%	0,0252	Ok
0,0036	0,10%	0,0036	0,10%	0,0036	0,10%	0,0252	Ok
0,0095		0,0095		0,0095		0,0252	

Torsión (m)				Desplazamientos Acumulados (m)			
Dprom	1.3 xDprom	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	DPA _{rel} xR-acum	D _{máx} -abs	DPA<D _{máx}	
0,0095	0,0123	0,0095	Ok	0,0302	0,1008	Ok	
0,0092	0,0120	0,0095	Ok	0,0207	0,0756	Ok	
0,0074	0,0097	0,0077	Ok	0,0113	0,0504	Ok	
0,0036	0,0047	0,0036	Ok	0,0036	0,0252	Ok	
(a)		(b)					

Tabla 6.17 Verificación requerimientos de la norma opción 2 sismo eje X

Comparando la cortante dinámica con la estática

V- dinámico	273,0 tn.
V- estático	359,0 tn.
Vd/Ve	0,81
f (80% Vest)	1,00

Tabla 6.18 Verificación cortante basal análisis dinámico opción 2 sismo eje X

Eje Y

Piso	H (m)	Desplazamiento ETABS (m)			Desplazamientos Relativos (m)		
		CM	Pto Cerc.	Pto Alej	Dcm _{rel}	Pto Cerc.	Pto Alej
4	3,60	0,0067	0,00580	0,00790	0,00210	0,00180	0,00250
3	3,60	0,0046	0,00400	0,00540	0,00210	0,00180	0,00240
2	3,60	0,0025	0,00220	0,00300	0,00170	0,00150	0,00200
1	3,60	0,0008	0,00070	0,00100	0,00080	0,00070	0,00100
D _{rel} MÁX.					0,0021	0,0018	0,0025

Tabla 6.19 Desplazamientos opción 2 sismo eje Y

Las verificaciones realizadas se muestran a continuación

Desplazamientos Relativos Totales (m)							
Dcm _{rel} *0.75R	%	Pto Cerc*0.75R	%	Pto Alej*0.75R	%	Dmáx	DPA<Dmáx
0,0095	0,26%	0,0081	0,23%	0,0113	0,31%	0,0252	Ok
0,0095	0,26%	0,0081	0,23%	0,0108	0,30%	0,0252	Ok
0,0077	0,21%	0,0068	0,19%	0,0090	0,25%	0,0252	Ok
0,0036	0,10%	0,0032	0,09%	0,0045	0,13%	0,0252	Ok
0,0095		0,0081		0,0113		0,0252	

Torsión				Desplazamientos Acumulados		
Dprom	1.3 xDprom	Pto Alej*0.75R	(a)>(b)	DPA _{rel} xR-acum	Dmáx-abs	DPA<Dmáx
0,0097	0,0126	0,0113	Ok	0,0356	0,1008	Ok
0,0095	0,0123	0,0108	Ok	0,0243	0,0756	Ok
0,0079	0,0102	0,0090	Ok	0,0135	0,0504	Ok
0,0038	0,0050	0,0045	Ok	0,0045	0,0252	Ok
	(a)	(b)				

Tabla 6.20 Verificación requerimientos de la norma opción 2 sismo eje Y

Comparando la cortante dinámica con la estática

V- dinámico	269,0 tn.
V- estático	359,0 tn.
Vd/Ve	0,80
f (80% Vest)	1,00

Tabla 6.21 Verificación cortante basal análisis dinámico opción 2 sismo eje X

Se obtiene que las dos opciones cumplen con lo requerido por la Norma E.060 y se puede proceder con el diseño para ambos modelos.

CAPITULO 7: GENERALIDADES DE DISEÑO

En este capítulo se explican las consideraciones usadas para el diseño de elementos estructurales de las edificaciones a analizar según en capítulo 10 de la Norma E.060. La principal relación que se debe cumplir para el diseño es que la resistencia de diseño (ϕR_n) sea; por lo menos, igual a la resistencia requerida (R_u)

$$\phi R_n \geq R_u \dots (14)$$

R_n = resistencia de diseño

R_u = resistencia requerida

7.1 RESISTENCIA REQUERIDA (U)

La resistencia requerida (U) se obtiene de acuerdo a las combinaciones de carga definidas en el capítulo 1. Estas se mencionan a continuación.

- $U_1 = 1,4CM + 1,7CV$
- $U_2 = 1,25(CM + CV) + CS$
- $U_3 = 1,25(CM + CV) - CS$
- $U_4 = 0,9CM + CS$
- $U_5 = 0,9CM - CS$

7.2 RESISTENCIA DE DISEÑO

La Norma E.060, en su acápite 9.3, establece que la resistencia de diseño (ϕR_n) proporcionada por los elementos estructurales deberá tomarse como la resistencia nominal (R_n) multiplicada por un factor de reducción de la resistencia (ϕ). La resistencia nominal se obtiene de acuerdo a los requisitos y suposiciones de la Norma y considerando el acero colocado. El factor de reducción de resistencia se utiliza como un factor de seguridad ante inexactitudes en los cálculos y variaciones entre la resistencia real de los materiales.

El factor de reducción de resistencia ϕ varía de acuerdo al tipo de diseño realizado y se muestra a continuación.

- Flexión sin carga axial $\phi = 0,90$
- Carga axial de tracción con o sin flexión $\phi = 0,90$
- Carga axial de compresión con o sin flexión $\phi = 0,70$
- Cortante con o sin torsión $\phi = 0,85$

Para elementos en flexocompresión ϕ ser variable en la zona cercana al cambio del valor de 0,90 a 0,70.

Estos factores de reducción de resistencia ϕ son los que se van a utilizar durante el diseño de los diferentes elementos estructurales. Cabe mencionar que existen otros factores adicionales; sin embargo, no se van a utilizar durante el diseño del edificio y no se han mencionado en los puntos anteriores.

7.3 DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño por flexión en la edificación analizada se realizará para los siguientes elementos estructurales.

- Vigas
- Losas

En el capítulo 10 de la Norma E.060 se establecen los lineamientos a seguir para el diseño de los elementos estructurales sujetos a flexión. Reemplazando el factor de reducción de resistencia en la ecuación 14 se obtiene.

$$0,9M_n \geq M_u$$

M_n = Resistencia nominal a la flexión de la sección

M_u = Resistencia requerida por flexión en la sección analizada

Para los momentos, se tomará lectura de los valores a la cara de los apoyos; sean otras vigas, placas o columnas. Además se seguirá el orden que se aprecia en el gráfico siguiente al momento de mencionar los momentos para el diseño por flexión.

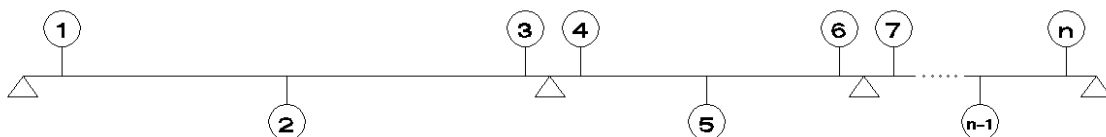


Figura 7.1 lectura momentos en vigas y aligerados

7.4 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Los elementos que se diseñan por flexocompresión se mencionan a continuación.

- Muros
- Columnas

Las fuerzas de flexión principalmente vienen dados por las sollicitaciones sísmicas que afectan a la estructura; por eso, las columnas prácticamente no soportan esfuerzos de flexión en su sección transversal y el diseño se puede realizar como compresión sin flexión.

Para la lectura de los momentos de placas y columnas, se tomarán medidas de los valores de momentos en la parte superior e inferior de cada piso empezando desde el piso superior y

terminando en la base de la estructura. Este paso se realizará igual para la lectura de las fuerzas de compresión.

Más adelante se detalla el diseño por flexocompresión de los elementos mencionados anteriormente.

7.5 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño por cortante se realiza para los siguientes elementos estructurales

- Vigas
- Muros
- Losas

En el capítulo 11 de la Norma E.060, se mencionan los lineamientos a seguir para el diseño por cortante. A continuación, se muestra la ecuación 14 con el factor ϕ

$$0,85V_n \geq V_u \dots (15)$$

V_n = Resistencia nominal al corte de la sección

V_u = Resistencia requerida por corte en la sección analizada

La resistencia nominal V_n está conformada por las siguientes partes.

V_c = Contribución del concreto. Para elementos sujetos a corte y flexión viene dado por la siguiente ecuación ya mencionada anteriormente.

$$V_c = 0,53 x \sqrt{f'_c} x b x d \dots (2)$$

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

b = ancho de la estructura

d = peralte efectivo

Para elementos sometidos a compresión o tracción axial, se considera un factor adicional que se menciona a continuación en la siguiente fórmula.

$$V_c = 0,53 x \sqrt{f'_c} x \left(1 \pm \frac{N_u}{140 A_g}\right) x b x d \dots (16)$$

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto

b = ancho de la estructura

d = peralte efectivo

N_u = Carga axial considerada positiva para compresión y negativa para tracción

A_g = Área bruta de la sección transversal

Además, para el caso de losas aligeradas que no poseen estribos, los esfuerzos por cortante producidos por la estructura deben ser resistidos en su totalidad por el concreto. Es por eso, que se considera un factor adicional de 1,1 al momento de calcular la resistencia máxima de cortante de la estructura

V_s = Contribución del acero. Cuando se utilicen estribos para confinar los elementos estructurales el aporte a considerar es el siguiente.

$$V_s = A_s \times f_y \times \frac{d}{s} \dots (17)$$

A_s = área del refuerzo por cortante

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

d = peralte efectivo

s = separación de estribos

Para placas, el aporte del acero en el refuerzo por cortante viene dado por la siguiente ecuación, mencionada en el acápite 11.10.10 de la Norma E.060

$$V_s = A_{cw} \times f_y \times ph \dots (18)$$

A_{cw} = área de la sección de concreto que resiste el corte en la dirección analizada

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

ph = cuantía de refuerzo horizontal para cortante con espaciamento s

Para la lectura de la fuerza cortante, se seguirá el mismo método mencionado para la lectura de momentos en el caso de vigas, losas, placas o columnas.

Por último, cabe mencionar, que también se va a realizar el diseño por torsión de algunas vigas del proyecto. Se usaran los lineamientos que se establecen en el acápite 11.6 de la Norma E.060.

CAPITULO 8: DISEÑO DE LOSAS

En el presente capítulo se realizará el diseño de las losas para ambas opciones planteadas anteriormente. La única combinación a utilizar para el diseño es la U1, debido a que los aligerados no soportan solicitaciones sísmicas. Cabe mencionar que el modelo de los aligerados se realizará usando el programa SAP2000.

8.1 DISEÑO DEL SISTEMA DE TECHO OPCIÓN 1: ALIGERADO CONVENCIONAL CON VIGAS INTERMEDIAS

Diseño por flexión

El sistema de techo de la opción 1 consiste en un aligerado de 5 paños de peralte 25 cm. Se tomará de ejemplo la misma sección utilizada en el capítulo 4 para realizar el diseño del aligerado.

Una vez realizado el modelo, colocado las cargas y definida la combinación a utilizar, se corre el programa para que nos muestre los momentos resultantes a lo largo de todos los tramos del aligerado a analizar. A continuación se muestran los resultados al correr el programa.

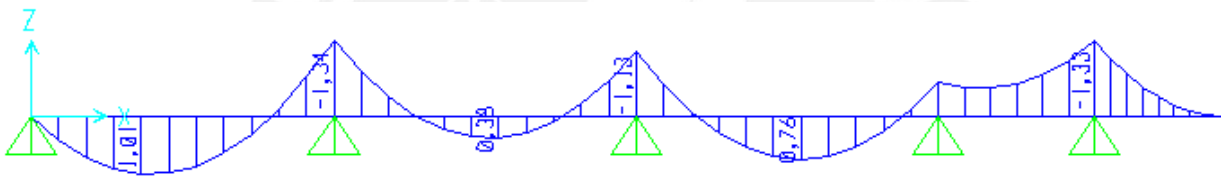


Figura 8.1 Momentos combinación 1,4CM +1,7CV

Se observa que en los extremos no existe momento negativo. En el extremo derecho es justificable debido a que esa zona pertenece al volado. Sin embargo, en el extremo izquierdo, debe haber algún momento negativo debido a que existe una viga de borde. Por eso, se usan las consideraciones del método aproximado de los coeficientes para obtener el momento en el extremo del tramo. A continuación, se muestra la ecuación que nos da el momento negativo en el extremo.

$$M = -\frac{1}{24} w l^2 \dots (19)$$

M = momento negativo en el extremo (tn.m)

w = carga que soporta el tramo (tn/m) = 0,49 tn/m

l = longitud del tramo (m) = 4,8 m

Reemplazando los valores que se pide en la ecuación 17 se obtiene un valor de 0,43 tn.m. Además, se debe tener en cuenta que la Norma E.060 indica una cantidad de fierro (fierro mínimo) que debe usarse en los aligerados. En la página 248 del libro "Apuntes del curso Concreto Armado 1" del ingeniero G. Otazzi, se menciona una tabla la cual indica la cantidad de acero mínimo que debe tener el aligerado en su parte superior e inferior para el peralte utilizado. Esta tabla se menciona a continuación.

As min+ (cm ²)	As min- (cm ²)
0,53	1,15

Tabla 8.1 Acero mínimo aligerado de 25 cm

Con todos los momentos que existen en los centros y bordes de cada tramo se procede a calcular la cantidad de fierro que posee cada sección. Cabe mencionar, que en los apoyos, se tomó lectura del momento a la cara de las vigas y no en el centro del apoyo. Una tabla resumen del diseño del aligerado se menciona a continuación.

Punto	Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	fierro
1	-0,43	22	10	8,93	0,24%	0,53	1φ1/2"
2	1,01	22	40	5,22	0,14%	1,23	2φ3/8"
3	-1,06	22	10	21,90	0,63%	1,39	2φ3/8"
4	-1,11	22	10	22,93	0,66%	1,45	2φ3/8"
5	0,38	22	40	1,96	0,06%	0,53	1φ3/8"
6	-0,92	22	10	19,01	0,54%	1,19	1φ1/2"
7	-0,89	22	10	18,39	0,52%	1,14	1φ1/2"
8	0,76	22	40	3,93	0,11%	0,97	2φ3/8"
9	-0,56	22	10	11,57	0,32%	0,70	1φ1/2"
10	-0,61	22	10	12,60	0,35%	0,77	1φ1/2"
11	-0,61	22	40	3,15	0,08%	0,70	1φ1/2"
12	-1,25	22	10	25,83	0,75%	1,65	1φ1/2"+1φ3/8"
13	-1,22	22	10	25,21	0,73%	1,61	1φ1/2"+1φ3/8"

Tabla 8.2 Diseño aligerado opción 1

Además, para la losa superior de 5 cm, la Norma, en su acápite 9.7, exige un refuerzo mínimo para evitar que existan problemas de contracción y temperatura que se menciona en la ecuación siguiente.

$$As = 0,0018 \times b \times h \dots (20)$$

As = Acero mínimo para losas macizas

B = base de losa maciza

H = peralte de la losa

La separación máxima de este refuerzo es equivalente a 5 veces el espesor de la losa. Siendo la losa de 5 cm, se obtiene un valor de 0,36 cm² por metro de losa. También, la separación máxima que puede poseer es 25 cm. Es decir, se colocará acero de 1/4" espaciada a 25 cm para el refuerzo por contracción y temperatura en la otra dirección del aligerado.

Diseño por corte

Además, se procede a verificar si el concreto resiste por si solo la fuerza cortante máxima que se genera en el modelo del aligerado. Para la lectura de la fuerza cortante, se considera una distancia adicional de "d" (peralte efectivo del aligerado) a la cara porque la falla por cortante

se produce a esa distancia. Por último, se menciona que la resistencia del concreto al corte se incrementa en un 10% para el caso de aligerados.

Reemplazando los valores del aligerado en la ecuación 2, considerando un 10% adicional y multiplicándolo por el factor de reducción ϕ se obtiene el siguiente valor para la resistencia del concreto: $\phi V_c = 1,58 \text{ tn}$

En el DFC mostrado a continuación, se aprecia los valores obtenidos para la fuerza cortante en el aligerado analizado.

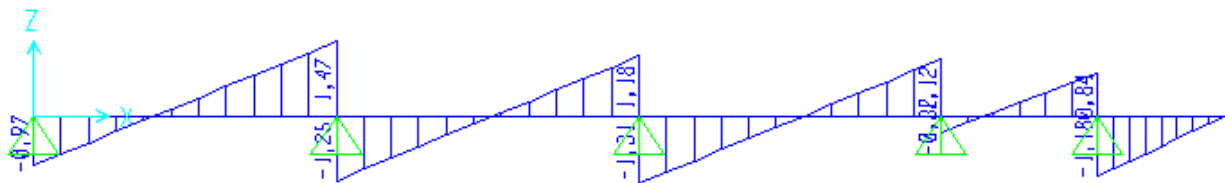


Figura 8.2 DFC aligerado opción 1

Se observa que el máximo valor de fuerza cortante es 1,47 tn y se da en el centro del apoyo. Esto significa que a una distancia "d" de la cara será menor a dicho valor. El concreto solo resiste la fuerza cortante y no hace falta colocar ensanches en el borde.

Verificación deflexión

Como se mencionó en el predimensionamiento de la opción 1, faltaba verificar si la deflexión del volado no superaba la máxima exigida por la Norma ($2xL/240 = 1,88 \text{ cm}$). Para ello, se realizará el mismo procedimiento usado para calcular la deflexión en el capítulo 3. Primero, se calcula el momento de fisuramiento y el momento resistido bajo cargas de servicio, se usa de guía las siguientes figuras.

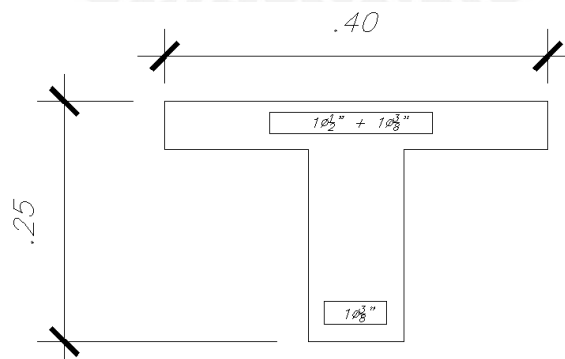


Figura 8.3 aligerado con fierro colocado en volado

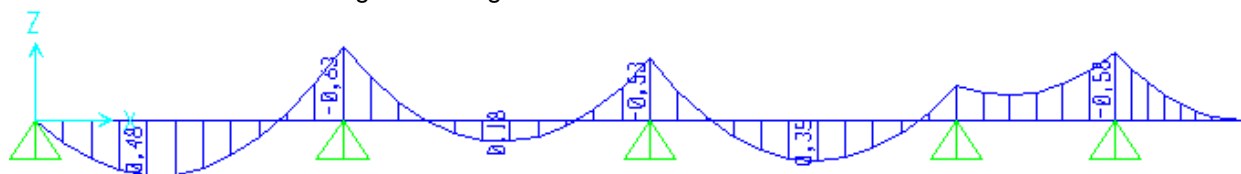


Figura 8.4 Momentos bajo carga de servicio

El centro de masa y la inercia bruta respecto a este se muestra a continuación

$$X = \frac{40 \times 5 \times 2,5 + 20 \times 10 \times 15 + 8,2 \times 2 \times 3 + 8,2 \times 0,71 \times 22}{40 \times 5 + 20 \times 10 + 8,2 \times 2 + 8,2 \times 0,71} = 8,71 \text{ cm}$$

$$I_g = 19271,99 \text{ cm}^4$$

El momento de fisuramiento se muestra a continuación

$$M_{cr} = \frac{28,98 \times 19271,99}{8,71} = 0,64 \text{ tn.m}$$

Por lo tanto, comparándolo con el momento que se genera con las cargas de servicio en la cara del apoyo (0,53 tn.m), se obtiene que la sección no se encuentra fisurada. Por lo tanto, se puede seguir con el cálculo de la deflexión del aligerado. Además se puede extraer directamente la deflexión inmediata obtenida del programa debido a que la inercia de la sección no cambia.

Se llena la siguiente tabla resumen en la cual se obtiene la deflexión inmediata, diferida y la total del aligerado analizado.

δ inmediata (cm)	ρ' (%)	$\lambda\Delta$	δ diferida (cm)	δ total (cm)
0,37	0,23	1,79	0,66	1,03

Tabla 8.3 Tabla de deflexiones aligerado

Se verifica que la deflexión del aligerado no excede la máxima permitida por la Norma E.060. Por lo tanto, se cumple con los requerimientos que se solicitan.

Corte de Fierro

Para el corte del acero de refuerzo, se siguió lo indicado por la Norma E.060 en su acápite 12.10.3 y algunas recomendaciones obtenidas de la experiencia. Estas se mencionan a continuación.

- El refuerzo debe extenderse más allá del punto en el que ya no es necesario para resistir flexión, una distancia igual a "d" ó "12db", la que sea mayor
- Los bastones negativos se cortan a una distancia igual a un cuarto de la luz libre
- Los bastones positivos se cortan a una distancia igual a un sétimo de la luz libre.

Primero, se realizó el corte siguiendo las recomendaciones obtenidas de la experiencia para luego compararlas con lo que indica la Norma E.060. Es decir, calcular el punto teórico de corte y adicionarle o restarle (según sea el caso), el mayor valor entre "d" ó "12db". El diseño final del aligerado. A continuación, se muestra el diseño final del aligerado de la planta típica.

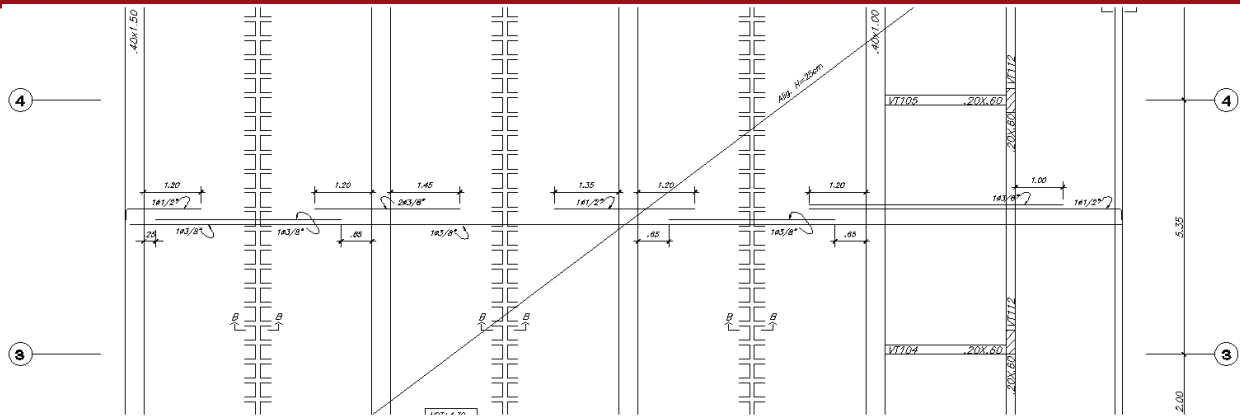


Figura 8.5 Diseño final aligerado opción 1 planta típica

8.2 DISEÑO DEL SISTEMA DE TECHO OPCIÓN 2: LOSA NERVADA

Losa Nervada

Diseño por flexión

La losa nervada se divide en dos partes. La primera es considerada como una losa maciza de 7 cm de espesor y de ancho igual a 1,65 m. Se considerará para el diseño por flexión como empotrada en sus 4 lados y se usará las tablas de kalmanok (Revisar biografía), además se realizará el diseño de la losa nervada del piso típico. Se usa como guía la siguiente figura mostrada a continuación.

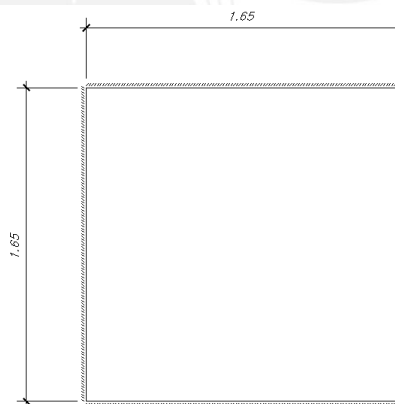


Figura 8.6 Losa maciza 7 cm espesor empotrada en sus 4 lados

Las ecuaciones que nos brinda las tablas de Kalmanok para el momento en el centro y en los bordes de la losa son las siguientes.

$$M_{cp} = 0,0176 \times L^2 \times p \quad \dots (21)$$

$$M_{ext} = 0,0511 \times L^2 \times p \quad \dots (22)$$

M_{cp} = momento positivo en el centro de la losa

M_{ext} = momento negativo en el borde de la losa

p = carga distribuida de la losa

L = longitud del paño en dirección analizada

$$M_{cp} (U1) = 0,063 \text{ tn.m}$$

$$M_{ext} (U1) = -0,182 \text{ tn.m}$$

El diseño de la losa maciza se muestra a continuación en la tabla siguiente

Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	fierro
0,063	4,5	100	3,10	0,09%	0,41	#6 @ 50cm
-0,182	4,5	100	8,99	0,24%	1,08	#6 @ 25cm

Tabla 8.4 Diseño por flexión losa maciza

Sin embargo, también se tiene que verificar la ecuación 18 para el fierro mínimo que considera la norma E.060 para losas macizas. El valor que al aplicar la fórmula es 1,26 cm². Por lo que, la distribución de acero sería igual a #6 @ 20 cm.

La segunda parte de la losa nervada consiste en las nervaduras. Este diseño ya se había realizado en el capítulo 3; sin embargo, no se había considerado que la Norma E.060, en el capítulo 13, establece dos partes en las cuales se divide una losa en dos direcciones. La primera, la franja central, la cual recibe todo el momento que se obtiene usando las tablas de Kalmanok. La segunda, la franja de columna, la cual recibe solo la tercera parte del momento calculado usando las tablas de Kalmanok debido a que las vigas de borde soportan el resto. A continuación, se realiza el diseño completo de las dos zonas de la losa en la tabla siguiente.

Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	fierro
17,56	84	127	1,96	0,05%	5,33	2φ3/4"
5,85	84	127	0,65	0,02%	2,13	2φ1/2"

Tabla 8.5 Diseño por flexión nervios acero positivo

La cantidad de fierro mínimo que se debe colocar en ambos lados (positivo y negativo) se obtiene usando de guía los apuntes de la página 233 del libro "Apuntes del curso Concreto Armado 1" del ingeniero G. Otazzi. Ahí se establece una ecuación para el acero mínimo negativo y positivo de una viga T en base a la siguiente figura

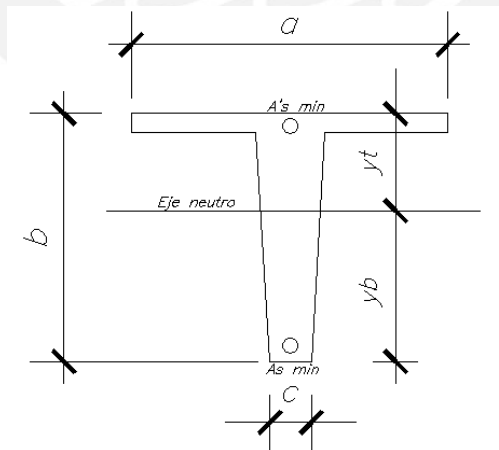


Figura 8.7 cálculo acero mínimo negativo

Las ecuaciones se mencionan a continuación.

$$A's_{min} = \frac{1,2 \times S^- \times f_r}{0,9 \times f_y \times (0,95 d)} \dots (23)$$

$$A_{smin} = \frac{1,2 \times S \times fr}{0,9 \times f_y \times (0,95 d)} \dots (24)$$

d = Peralte efectivo

$$S = \frac{I_g}{y_b}$$

$$S^- = \frac{I_g}{y_t}$$

fr = Resistencia del concreto a tracción por flexión

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero

Para la sección de las nervaduras, ya se han obtenido los valores que se piden en las fórmulas mencionadas. Por lo tanto, reemplazando los valores a continuación se obtiene.

$$A'_{smin} = 7,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 3,81 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto, la cantidad de acero que se debe colocar en la parte superior de la nervadura es $2\phi 3/4" + 1\phi 5/8"$. La cantidad de acero mínimo que debe tener el fierro positivo son $2\phi 5/8"$

Diseño por corte

Para el cálculo de la cortante, las tablas de Kalmanok nos brindan la reacción total de los lados de la losa. La ecuación se muestra a continuación

$$R = 0,250 \times L^2 \times p \dots (25)$$

R = Reacción en un lado de la losa

p = carga distribuida de la losa

L = longitud del paño en dirección analizada

$$R (U1) = 62,80 \text{ tn}$$

Sin embargo, en el caso de la losa nervada, la cortante total es resistida por cada una de las nervaduras (7); estas, también se dividen en franja de columna (2) y franja central (5). Para el caso de las nervaduras de la franja central, se les asume un valor de 2,5 respecto a las nervaduras de la franja de columna para una mayor exactitud de los resultados. A continuación, se muestran los resultados obtenidos de las cortantes en cada una de las nervaduras

R (tn)	Vu franja col (tn)	Vu franja central (tn)
62,80	4,45	10,85

Tabla 8.6 Fuerzas cortantes nervaduras

Luego, se procede a calcular si las nervaduras necesitan estribos o si el concreto resiste toda la fuerza cortante de los nervios. Por ello, se usa la ecuación 15 para el cálculo de la resistencia del concreto a la fuerza cortante. Los datos obtenidos se muestran en la siguiente tabla a continuación.

Nervadura	Vu (tn)	Vc (tn)	Estribo	Vs (tn)	s (cm)
Franja columna	4,45	9,68	3/8"	No requiere	--
Franja central	10,85	9,68	3/8"	3,08	160,83

Tabla 8.7 Diseño por fuerza cortante

Como la separación de los estribos es muy excesiva, se planteará una distribución adecuada. La distribución de los estribos colocada en todas las nervaduras es la siguiente: 1 @ 5 cm, Rto @20 cm.

Verificación deflexión

La verificación de la deflexión en el centro del paño ya se había calculado en el predimensionamiento realizado en el capítulo 3. Con el fierro negativo colocado, se posee una cuantía $p'=0,61$, lo que genera un factor λ de 1,53. Como se había asumido un valor λ igual a 1,8 no hace falta calcular la deflexión otra vez porque ya se cumplía con lo requerido por la Norma E.060 en el capítulo 3.

Corte de fierro

Para armado de las nervaduras, se considera que deben existir dos fierros corridos en la parte superior e inferior. De esta manera, se garantiza que se coloque adecuadamente el estribo de manera rectangular. También se debe respetar el fierro mínimo que exige la Norma a lo largo de toda la longitud de los nervios. Por ello, no se considera que se deben colocar bastones en el armado y todo el fierro colocado es corrido de extremo a extremo.

Refuerzo por tracción diagonal

Según el capítulo 15 del libro "Diseño de Estructuras de Concreto Armado" de Teodoro Harmsen, para sistemas de losas y vigas de gran rigidez, las esquinas de las losas se ven afectadas bajo la acción de esfuerzos adicionales. Además, los cambios de apoyo de la losa (vigas y muros) generan esfuerzos adicionales que no están contemplados en los cálculos realizados.

Se realizó un modelo de un piso típico de la estructura con los detalles de la losa nervada para obtener los otros esfuerzos que afectaban a la losa. A continuación se muestran los resultados obtenidos del modelo realizado con la combinación de cargas U1.

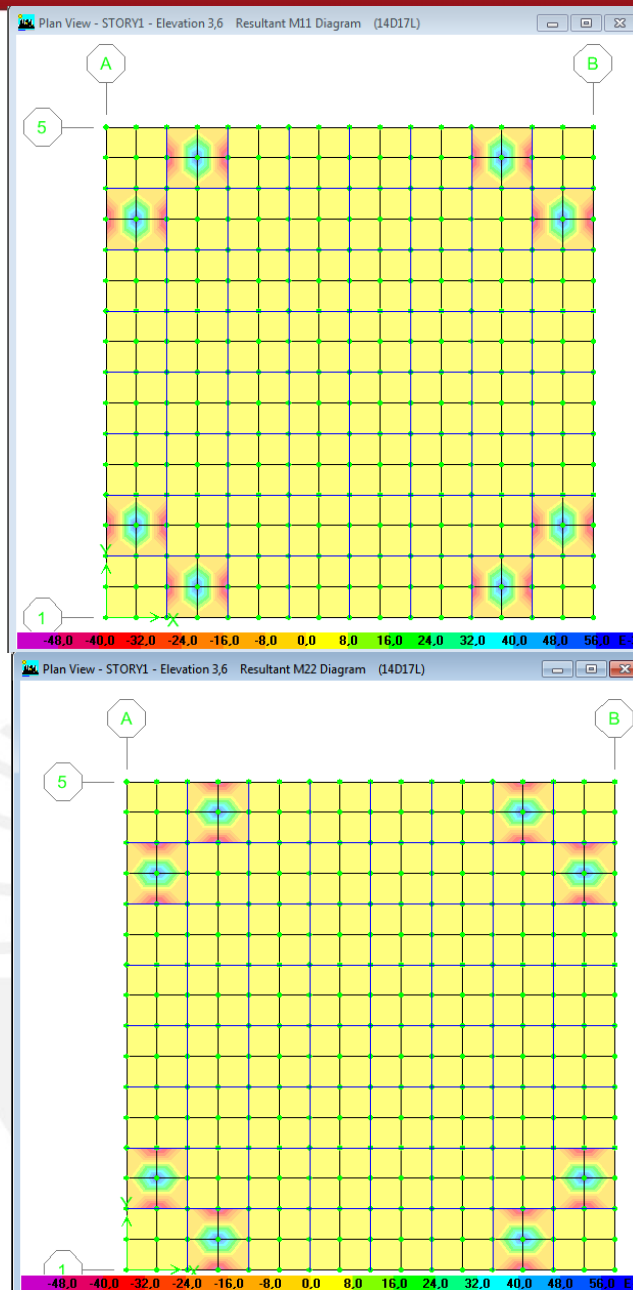


Figura 8.8 Momentos actuantes losa nervada piso típico.

Se comprobó que en los límites del muro y vigas de borde aparecen esfuerzos en la losa superior de 7cm. Por tal motivo, se colocará un refuerzo adicional inclinado que será dado en base a la descomposición de los momentos en cada sentido principal a unos ángulos de 45° .

De acuerdo al modelo mostrado, los momentos máximos que actúan en la losa superior se ven maximizados a una distancia de 2 a 4 metros. El máximo valor obtenido del modelo es 0,08 tn.m en cada sentido. Realizando una descomposición para ambos sentidos se obtiene que a 45° se ejerce un esfuerzo de 0,07tn.m. Comprobando este valor con cálculos realizados para el diseño, se obtiene que el acero de refuerzo colocado es equivalente al mínimo exigido por la Norma E.060. La colocación del refuerzo se extenderá hasta los 5 metros de las esquinas de la losa.

Losa Aligerada

Diseño por flexión

La losa aligerada a diseñar para la opción 2, se encuentra conformada por dos tramos siendo uno de estos un volado. En el capítulo 4, se indicó una sección para el metrado y se seguirá usando dicha sección como ejemplo. A continuación se muestran los resultados de los momentos de carga muerta y viva al correr el programa.

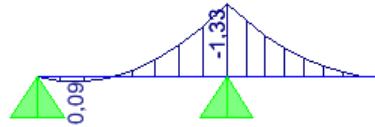


Figura 8.9 Momentos combinación 1,4CM + 1,7CV

La tabla con los resultados del diseño se muestra a continuación. Cabe mencionar que ya se considera el fierro mínimo exigido por la Norma E.060 explicado anteriormente.

Punto	Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	fierro
1	-0,47	22	10	9,71	0,26%	0,57	1 ϕ 1/2"
2	0,03	22	40	--	0,00%	0,00	1 ϕ 3/8"
3	-1,21	22	10	24,79	0,71%	1,56	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"
4	-1,22	22	10	25,21	0,74%	1,63	1 ϕ 1/2"+1 ϕ 3/8"

Tabla 8.8 Diseño aligerado opción 2

Diseño por corte

Los resultados del DFC se muestran a continuación.

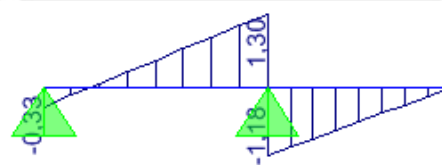


Figura 8.10 DFC aligerado opción 2

Al igual que para la opción 1, la resistencia del concreto al corte es mayor a los resultados obtenidos. Por lo tanto, no hace falta colocar algún ensanche a la estructura para aumentar su resistencia por cortante.

Verificación deflexión

El análisis de la deflexión del volado no hace falta realizarlo debido a que el momento obtenido y la distribución de fierro colocado es igual a la de la opción 1. Por ello, se considera que se va a obtener una deflexión igual a la obtenida al realizar el cálculo para la opción 1. Se concluye que si se cumple con lo máximo establecido por la Norma E.060.

Corte de Fierro

Las consideraciones para el corte de fierro ya se explicaron al momento de diseñar la losa para la opción 1. A continuación, se muestra el diseño final del aligerado de la planta típica.

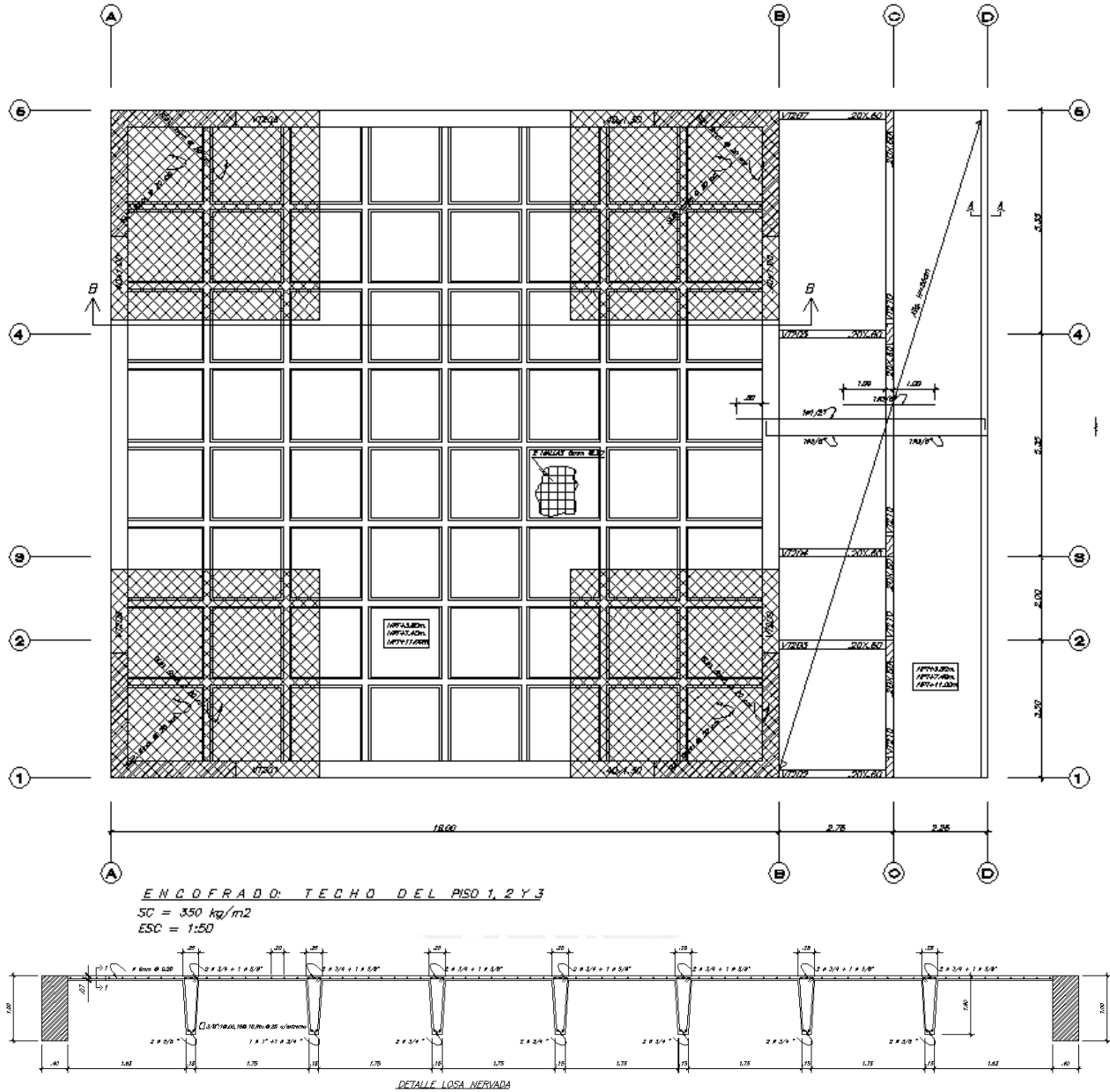


Figura 8.11 Diseño final aligerado opción 2 planta típica

CAPITULO 9: DISEÑO DE VIGAS

En este capítulo, se explicará el procedimiento seguido para el diseño de vigas. Las vigas serán diseñadas para resistir los esfuerzos de flexión y corte, además de torsión para algunos casos en la opción 1. Se tomará como ejemplo una viga representativa de ambas opciones para realizar el diseño.

9.1 DISEÑO DE VIGAS OPCIÓN 1: ALIGERADO CONVENCIONAL CON VIGAS INTERMEDIAS

Para el diseño de vigas de la opción 1, se tomara como ejemplo la viga ubicada en el eje 5 entre las dos placas de borde. Se muestra una imagen a continuación para ejemplificar lo descrito.

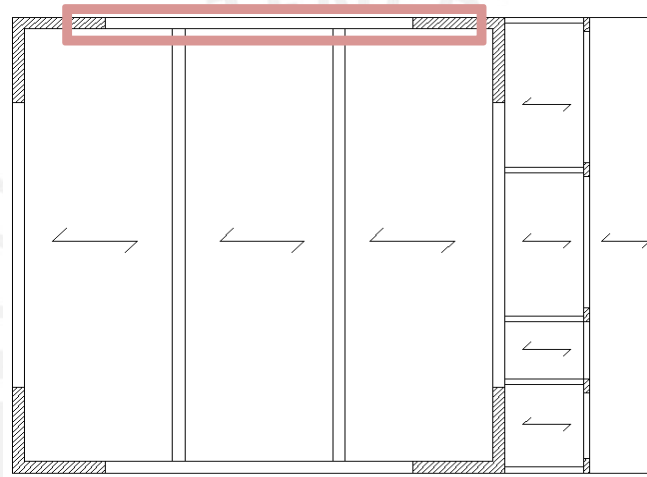


Figura 9.1 Viga a analizar opción 1

Los esfuerzos a los cuales está sometida la viga analizada se muestran a continuación

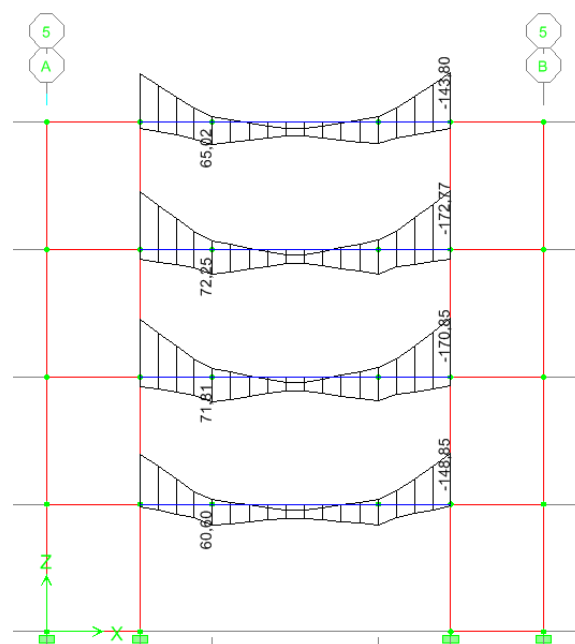


Figura 9.2 Envolvente viga a analizar DMF

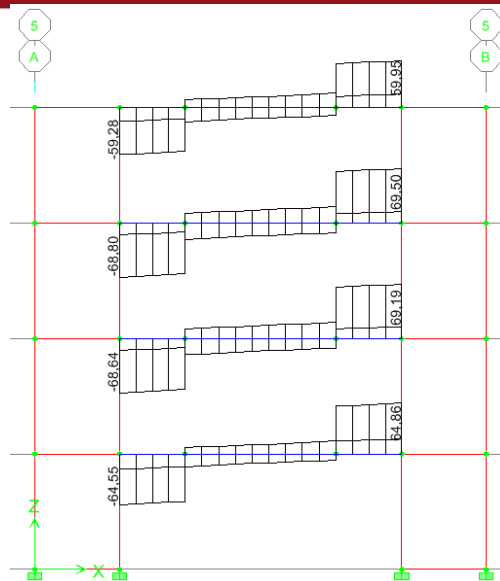


Figura 9.3 Envolvente viga a analizar DFC

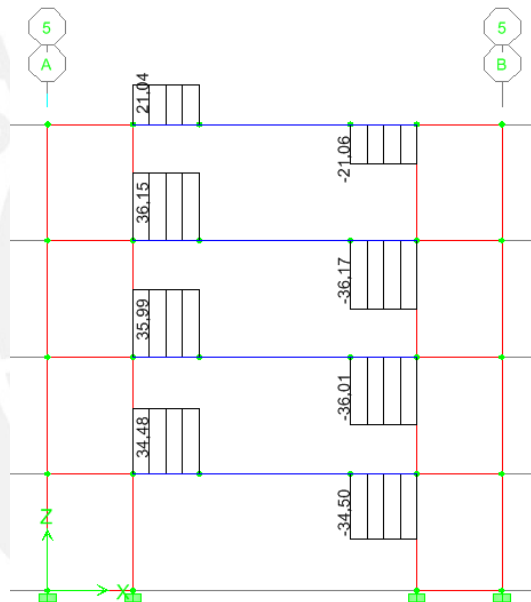


Figura 9.4 Envolvente viga a analizar DMT

Diseño por flexión

En las figuras mostradas anteriormente, se pueden agrupar las vigas del eje 5. El primer grupo, conformado por los pisos 1, 2 y 3 llamados VT106 y el segundo grupo, conformado por el piso 4 denominado 4V106. Para el primer grupo, se tomará como referencia los momentos máximos que se obtienen luego de correr el programa. A continuación, se muestra una tabla resumen con el diseño de ambos tipos de viga.

Punto	Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	fierro
1	-172,77	142	40	21,42	0,61%	34,65	7 ϕ 1"
2	72,25	144	40	8,71	0,24%	13,82	3 ϕ 1"
3	-169,63	142	40	21,03	0,60%	34,08	7 ϕ 1"

Tabla 9.1 Diseño flexión VT106

Punto	Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	P	As (cm ²)	fierro
1	-143,08	142	40	17,83	0,50%	28,40	6φ1"
2	65,02	144	40	7,84	0,21%	12,10	3φ1"
3	-169,63	142	40	17,42	0,49%	27,83	6φ1"

Tabla 9.2 Diseño flexión 4V106

El fierro mínimo se obtiene mediante la siguiente ecuación.

$$A_{smin} = 0,7 \times \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} \times b \times d \dots (26)$$

F'c = resistencia compresión del concreto

Fy= esfuerzo de fluencia acero

b= ancho viga

d = peralte efectivo

Reemplazando los valores en la fórmula se obtiene un acero mínimo de 13,72 cm². Por lo tanto, se considera un fierro mínimo de 3φ1" en la parte superior e inferior de las vigas analizadas.

Diseño por corte y torsión

Para el caso de la viga analizada, las vigas intermedias le transfieren unos esfuerzos importantes de torsión debido al gran peralte que poseen. Por eso, durante el diseño se debe de considerar el aporte de la torsión. El diseño por torsión, de acuerdo al acápite 11.6 de la Norma E.060, se realiza conjuntamente con el diseño por corte. A continuación, se mencionan los pasos seguidos para el diseño por corte y torsión.

Según el programa, los torsores máximos para cada tipo de viga son los siguientes

Tipo	Tu max (tn.m)	Vu max (tn)
VT106	21,04	68,8
4V106	36,15	59,95

Tabla 9.3 Torsor y cortante máximos

De acuerdo al punto 11.6.1 de la Norma E.060, la torsión puede ignorarse cuando esta sea menor a la siguiente fórmula

$$T = \phi 0,27 \times \sqrt{f'c} \times \frac{A^2 cp}{Pcp} \dots (27)$$

T = Torsor máximo para ignorar efecto

φ = factor de reducción por torsión = 0,85

F'c = esfuerzo a la compresión del concreto

Acp = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto

Pcp = Perímetro exterior de la sección transversal de concreto

En la tabla siguiente, se muestran los cálculos realizados para el torsor de la ecuación 25

Acp (cm ²)	Pcp (cm)	T (tn.m)
6000	380	3,15

Tabla 9.4 Cálculo del torsor

Al comparar el valor que se obtiene en el programa ETABS con el valor que se indica la norma se aprecia que el valor obtenido en el programa es mayor. Por lo tanto, se tiene que considerar el efecto de la torsión en el diseño de la sección para ambos casos.

Para sistemas hiperestáticos, se puede reducir el momento torsor actuante debido a la redistribución de fuerzas internas luego del agrietamiento. El punto 11.6.2.2 explica lo anterior y además menciona un valor máximo para considerar la torsión mostrado a continuación.

$$T_{max} = \phi \times 1,1 \times \sqrt{f'c} \times \frac{A^2 cp}{Pcp} \dots (28)$$

T_{max} = Torsor máximo para sistemas hiperestáticos

φ = factor de reducción por torsión = 0,85

F'c = esfuerzo a la compresión del concreto

Acp = área encerrada por el perímetro exterior de la sección transversal de concreto

Pcp = Perímetro exterior de la sección transversal de concreto

Reemplazando valores se obtiene un valor de 12,84 tn.m siendo este valor el predominante entre los que se obtienen mediante el programa.

A continuación, se procede a realizar el diseño por torsión de acuerdo al punto 11.6.3 de la Norma E.060. En primer lugar, se verifica que se cumpla la ecuación propuesta en el punto 11.6.3.1 acerca de las dimensiones de la sección transversal

$$\sqrt{\left(\frac{Vu}{bd}\right)^2 + \left(\frac{Tu \times Ph}{1,7 A^2 oh}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{Vc}{bd} + 2,1\sqrt{f'c} \dots (29)\right)$$

Vu = fuerza cortante ultima

Tu = torsor último

Ph = Perímetro del eje del refuerzo transversal cerrado dispuesto para torsión

Aoh = área encerrada por el eje del refuerzo transversal cerrado más externo dispuesto para resistir la torsión

Vc = resistencia del concreto al corte

El análisis realizado se muestra en una tabla a continuación.

Tipo	Vu (tn)	Tu (tn.m)	Vc (tn)	Aoh (cm ²)	Ph (cm)	Ecuación 29
VT106	68,8	12,84	43,62	4371	344	12,66 < 32,64
4V106	59,95	12,84	43,62	4371	344	11,18 < 32,64

Tabla 9.5 Verificación sección transversal

Para ambos casos, la relación dada se cumple. Por lo tanto, se puede continuar con el diseño por torsión. Siguiendo con el punto 11.6.3.5 se especifica que cuando el valor de *Tu* sea considerable se debe de cumplir la siguiente relación: $\phi T_n \leq T_u$. Además, en el acápite

11.6.3.6 se brinda una fórmula a cumplir con el momento torsor T_n que se muestra a continuación.

$$T_n = \frac{2 \times A_o \times A_t \times F_{yt}}{s} \times \cot \theta \dots (30)$$

T_n = Resistencia nominal a la torsión

A_o = área bruta encerrada por la trayectoria del flujo cortante = $0,85 \times A_{oh}$

A_t = área de una rama de estribo cerrado que resiste torsión con un espaciamiento s

F_{yt} = Resistencia especificada a la fluencia de refuerzo transversal

S = separación de estribos

$\theta = 45^\circ$ = para elementos no preesforzados

El menor valor del espaciamiento “ s ” se da cuando el valor de T_n posee su mayor valor. Por lo tanto, se debe de cumplir la relación siguiente: $\phi T_n = T_u$. Se procede a reemplazar los valores despejando el valor de A_t/s

$$A_t/s = 0,05$$

En el punto 11.6.3.7, indica que debe existir un refuerzo longitudinal adicional al acero colocado por flexión. Por eso, en dicho punto, se menciona una ecuación para calcular la cantidad de acero extra que se necesita

$$A_l = \frac{A_t}{s} \times P_h \times \left(\frac{f_{yt}}{f_y} \right) \times \cot^2 \theta \dots (31)$$

A_l = refuerzo longitudinal por torsión

Reemplazando los valores obtenidos se obtiene un valor A_l igual a $17,32 \text{ cm}^2$. A continuación, se sigue con el punto 11.6.3.8 que indica una ecuación para el refuerzo transversal adicional al refuerzo por cortante. La ecuación mencionada es la siguiente.

$$\frac{A(v+t)}{s} \text{ total} = \frac{A_v}{s} + 2x \left(\frac{A_t}{s} \right) \dots (32)$$

El valor de A_v/s se obtiene en base a la ecuación por cortante (16) mencionada en el capítulo 7. Los valores para las dos vigas analizadas se muestran a continuación

Tipo	V_u (tn)	A_v/s	A_t/s	$A(v+t)/s$ total	Estribo	S (cm)
VT106	68,8	0,06	0,05	0,162	$\frac{1}{2}$ "	15,9
4V106	59,95	0,04	0,05	0,145	$\frac{1}{2}$ "	17,77

Tabla 9.6 Separación estribos por torsión

Se seguirán las recomendaciones del punto 11.6.4 acerca del detalle del refuerzo para torsión, el espaciamiento colocado debe ser de 15 cm para ambas vigas desarrolladas. Además, en el punto 11.6.5, se brindan dos fórmulas acerca del refuerzo mínimo que debe poseer el elemento analizado. Estas fórmulas se muestran a continuación.

$$(A_v + 2A_t)_{\min} = 0,2 x \sqrt{f'c} x \frac{bw}{f_{yt}} \dots (33)$$

$$A_l, \min = \frac{1,33 x \sqrt{f'c} x A_{cp}}{f_y} - \left(\frac{A_t}{s}\right) Ph x \frac{f_{yt}}{f_y} \dots (34)$$

Reemplazando ambas fórmulas con los valores obtenidos, se obtiene un valor mínimo de refuerzo transversal de 0,47cm² y de refuerzo longitudinal de 10,21 cm². Al comparar con los datos obtenidos de las fórmulas 30 y 29 se cumple con lo que la Norma E.060 solicita. Se colocará dos fierros de 5/8" separados 25 cm entre estos a lo largo de la sección.

Consideraciones para vigas de gran peralte

Según el libro "Apuntes del curso de Concreto Armado 1", las vigas con peralte mayor a 0.90 m deben cumplir unas recomendaciones respecto a la distribución de refuerzo. Estas vigas deben poseer una armadura repartida a la largo del alma en una distancia 0.5h de la armadura principal de tracción por flexión. La cantidad de acero repartido no debía ser mayor al 50% del acero principal (exigencias ACI 318-02). Luego, según la Norma E.060, la separación no debe exceder el menor de los siguientes valores

- 30 cm
- 38(2500/fs) – 2,5Cc
- 30(2500/fs)

Reemplazando los valores, se obtiene que la separación no debe exceder los 30 cm. Se seguirá con el mismo refuerzo longitudinal colocado por torsión para la viga.

Verificación Capítulo 21 de la Norma E.060

La Norma E.060 en su capítulo 21 establece una serie de disposiciones especiales para el diseño sísmico. Estas afectan a los elementos estructurales del sistema que resisten las solicitaciones sísmicas, sean columnas, muros y vigas principales (entre columnas o entre placas, no para vigas apoyadas directamente en otras vigas). La viga analizada soporta las solicitaciones sísmicas en dirección al eje X; por ello, se debe de cumplir una serie de requisitos que se mencionan a continuación en el acápite 21.4 de la Norma.

En primer lugar, se menciona que la fuerza cortante de diseño Vu no debe ser menor que los siguientes valores.

- a) Suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales más el cortante isostático asociado a las cargas de gravedad amplificadas.

- b) El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo de 2,5.

Estos dos valores se muestran en la siguiente tabla mostrada a continuación.

Tipo	Mn izq (tn.m)	Mn der (tn.m)	Vu isostática (tn)	a)	b)	Estribo	S (cm)
VT106	175	175	61,83	96,83	93,66	1/2"	21,9
4V106	154	154	52,4	83,2	80,21	1/2"	28,4

Tabla 9.7 Requerimientos fuerza cortante

Se verifica que el refuerzo colocado por torsión cumple con lo requerido en el acápite 21.4.3. Luego se menciona que el refuerzo colocado en la parte superior (acero negativo) no debe ser menor a un tercio del refuerzo colocado en la parte inferior de la viga (acero positivo). Este punto también se cumple en la distribución de acero colocada para esta viga.

Por último, se divide la longitud de la viga en dos tramos. El primero comprendido desde el apoyo hasta una longitud $2h$ llamado zona de confinamiento. El segundo comprende la parte restante llamado zona central. La primera zona debe poseer un espaciamiento de estribos no mayor a los siguientes valores.

- $d/4$ pero no menor a 150mm
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 24 veces el diámetro del estribo cerrado de confinamiento
- 300mm

Para esta zona se usará la separación máxima determinada por el refuerzo de torsión de la viga analizada. Para la zona central la separación de estribos no debe exceder el valor de $0,5d$. Por lo tanto, se usará un espaciamiento igual a 25 cm. La colocación de los estribos para ambas vigas será la siguiente: 1@5 20 @15 resto @25 cada extremo

Corte de Fierro

Para el corte de fierro, se usan las mismas consideraciones mencionadas en el capítulo 8. Sin embargo, para el fierro negativo la longitud de corte será de 3 metros medidos desde la cara para sobrepasar la viga que se apoya en esta. Además, para el refuerzo longitudinal de torsión, se correrá todo el fierro sin realizar ningún corte debido a que el refuerzo para las vigas de peralte mayor es casi el mismo y debe extenderse a lo largo de toda la longitud

Para el anclaje de fierro, se utiliza las consideraciones que se muestran en las páginas 498, 499 y 500 del libro "Apuntes del Curso Concreto Armado 1" del ingeniero G. Otazzi referidas a la Norma E.060.

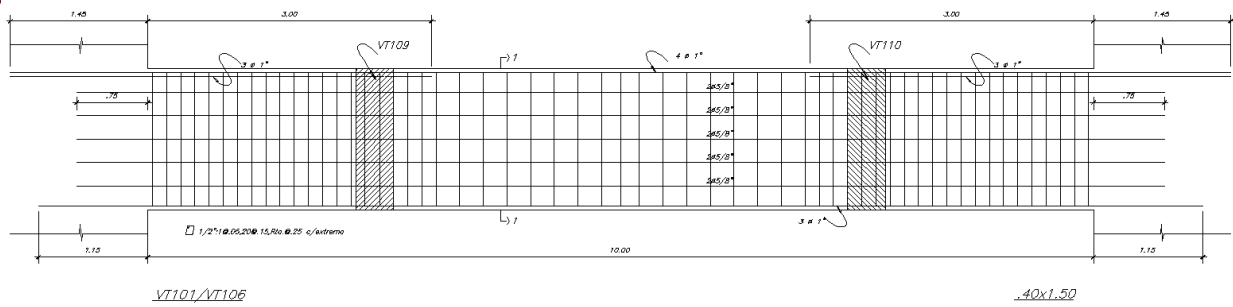


Figura 9.5 Diseño vigas VT101/VT106

9.2 DISEÑO DE VIGAS OPCION 2: LOSA NERVADA

Para el diseño de las vigas de la opción 2, se tomará como ejemplo la señalada a continuación en el siguiente gráfico. Se consideran dos tipos de vigas; la primera, que menciona los pisos 1, 2 y 3 se llamará viga VT210 y la segunda, que menciona el piso 4, se denominará viga 4V210

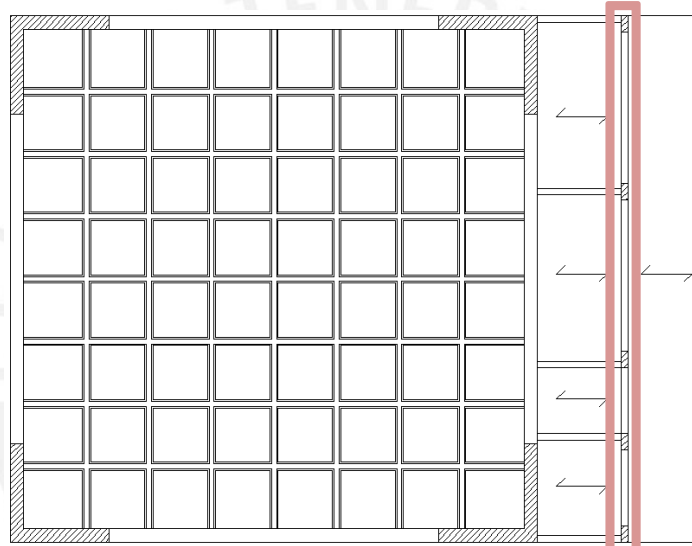


Figura 9.6 Viga a analizar opción 2

Diseño por flexión

Al correr el programa, se obtienen los siguientes momentos flectores.

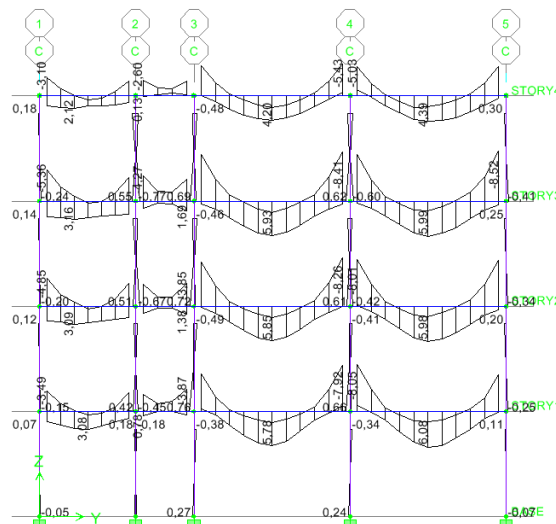


Figura 9.7 Envolvente viga a analizar

Con los resultados obtenidos se realiza la siguiente tabla en la cual se muestra la distribución de acero a utilizar para cada zona de la viga utilizando las consideraciones del capítulo 7.

El acero mínimo se calcula mediante la ecuación 24, según el resultado obtenido se decide colocar $1\phi 5/8"$ y $1\phi 1/2"$. Esta consideración ya se está tomando en cuenta al momento de calcular el hierro colocado en cada zona.

Punto	Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	hierro
1	-5,36	54	20	9,19	0,25%	2,70	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
2	3,16	54	20	5,42	0,15%	1,62	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
3	-3,96	54	20	6,79	0,18%	1,94	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
4	-4,27	54	20	7,32	0,20%	2,16	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
5	-1,62	54	20	2,78	0,07%	0,76	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
6	-3,75	54	20	6,43	0,17%	1,84	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
7	-7,98	54	20	13,68	0,38%	4,10	$1\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$
8	5,93	54	20	10,17	0,28%	3,02	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
9	-8,41	54	20	14,42	0,40%	4,32	$1\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$
10	-8,05	54	20	13,80	0,38%	4,10	$1\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$
11	6,08	54	20	10,43	0,29%	3,13	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
12	-8,52	54	20	14,61	0,41%	4,43	$1\phi 5/8" + 2\phi 1/2"$

Tabla 9.8 Diseño flexión VT210

Punto	Mu (tn.m)	d (cm)	b (cm)	Ku	ρ	As (cm ²)	hierro
1	-3,10	54	20	5,32	0,14%	1,51	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
2	2,12	54	20	3,64	0,10%	1,08	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
3	-2,60	54	20	4,46	0,12%	1,30	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
4	-2,62	54	20	4,49	0,12%	1,30	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
5	-1,31	54	20	2,25	0,06%	0,65	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
6	-2,51	54	20	4,30	0,12%	1,30	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
7	-5,15	54	20	8,83	0,24%	2,59	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
8	4,20	54	20	7,20	0,20%	2,16	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
9	5,43	54	20	9,31	0,25%	2,70	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
10	-5,03	54	20	8,62	0,23%	2,48	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
11	4,39	54	20	7,53	0,21%	2,27	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$
12	5,05	54	20	8,61	0,23%	2,48	$1\phi 5/8" + 1\phi 1/2"$

Tabla 9.9 Diseño flexión 4V210

Adicionalmente, se coloca dos fierros intermedios de $3/8"$ para evitar posible fisuramiento en la zona central. Una vez realizado el diseño por flexión de ambas vigas, se procede a continuar con el diseño por corte que se especifica en la Norma.

Diseño por corte

Se sigue las condiciones establecidas en el capítulo 11 de la Norma E.060. Se utiliza la ecuación 15 para calcular la resistencia máxima del concreto solo a la fuerza cortante. El

resultado que se obtiene es 8,16 tn. Extrayendo el mayor valor de cortante de ambas vigas para realizar el diseño con dicho valor se muestra la siguiente tabla.

Viga	Vu (tn)	Vc (tn)	Vs	estribo	S (cm)
VT210	8,16	8,29	1,31	3/8"	247
4V210	5,23	8,29	--	3/8"	--

Tabla 9.10 Diseño por cortante opción 2

Se aprecia que la separación de estribos es mínima para el refuerzo por fuerza cortante. Sin embargo, existen consideraciones mínimas cuando la separación de estribos es muy grande. Además, existen requisitos en otros capítulos para el refuerzo por cortante; como es el caso del capítulo 21 de la Norma E.060. Estas consideraciones se mencionan a continuación en el siguiente párrafo.

Verificación Capítulo 21 de la Norma E.060

Se realiza la misma verificación que se realizó para la viga analizada de la opción 1. Para este caso, al poseer la viga varios tramos, se analizará el tramo con mayor fuerza cortante para luego colocar el mismo refuerzo a todos los tramos para uniformizar resultados.

Tipo	Mn izq (tn.m)	Mn der (tn.m)	Vu isostática (tn)	a)	b)	Estribo	S (cm)
VT210	8,98	8,98	8,16	11,52	9,47	3/8"	61,3
4V210	6,47	6,47	5,35	7,77	6,45	3/8"	380,5

Tabla 9.11 Requerimientos fuerza cortante

El espaciamiento que se obtiene aplicando está consideración del capítulo 21 de la Norma E.060 es muy pequeño. Por lo tanto, se usan las recomendaciones mencionadas anteriormente sobre la zona de confinamiento y la zona central. La separación de estribos obtenida estaría de acuerdo a la siguiente expresión. 1 @ 5 12 @ 10 resto @ 25 cada extremo

Corte de Fierro

Se usan las consideraciones descritas anteriormente para el diseño de vigas opción 2. A continuación, se muestra una imagen con el diseño de vigas realizado.

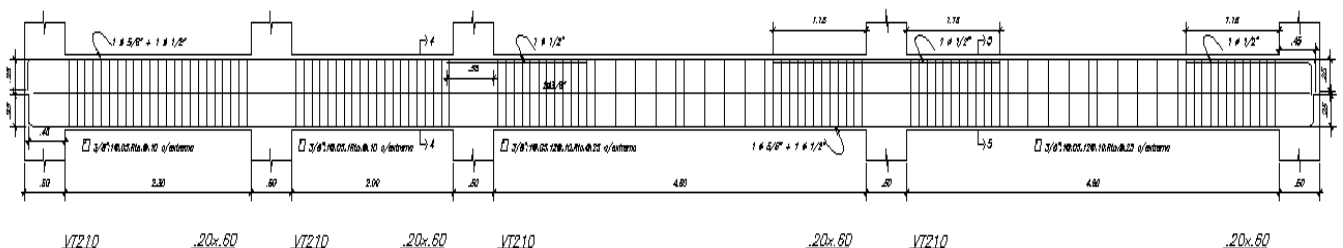


Figura 9.8 Diseño vigas VT210

CAPITULO 10: ELECCIÓN DEL SISTEMA A UTILIZAR

En el desarrollo del siguiente capítulo, se elegirá el sistema de techo a utilizar para el ambiente principal siguiendo dos criterios básicos para su análisis. Estos criterios utilizados son el arquitectónico y el de costo. A continuación se explicará acerca de ambos.

10.1 CRITERIO ARQUITECTÓNICO

Para comparar ambas estructuras se usó el siguiente. Cabe mencionar, que todos los pisos tienen la misma distribución que se muestra en el dibujo siguiente.

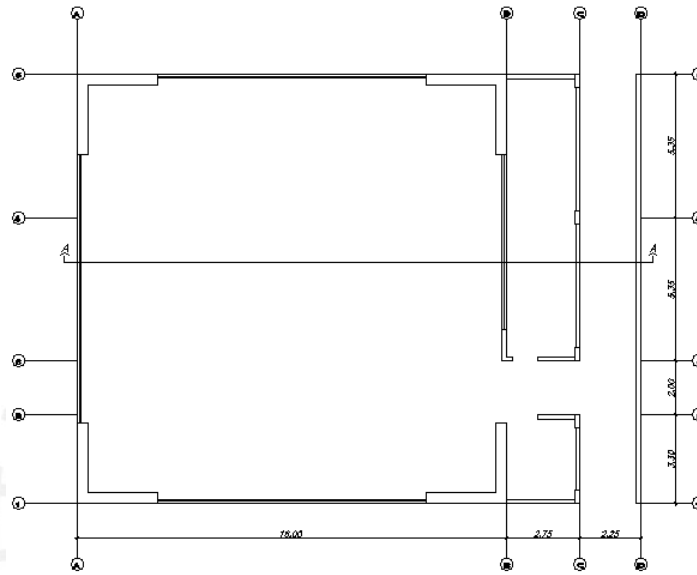


Figura 10.1 Planta típica estructura diseñada ambas opciones.

Además, se graficó el corte A-A para tener una mejor idea sobre las dimensiones del techo de ambas estructuras planteadas. De esta forma, se logran diferenciar las alturas de cada una de las opciones y la distribución de techo del ambiente principal que se ha considerado. Los gráficos del corte A-A para ambas opciones se muestran a continuación en las siguientes dos figuras.

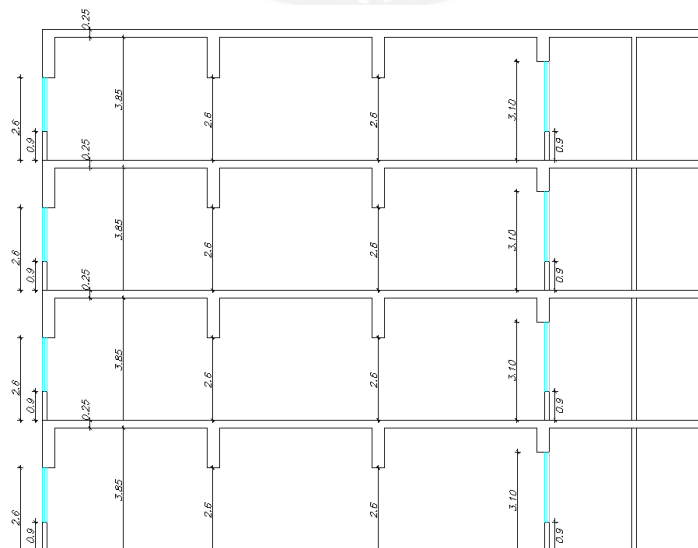


Figura 10.2 Corte A-A opción 1: aligerado convencional con vigas intermedias

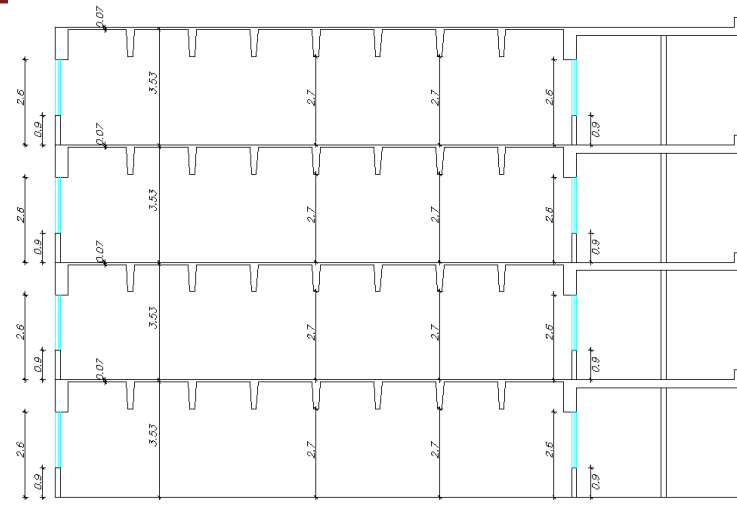


Figura 10.3 Corte A-A opción 2: losa nervada

Altura de edificación

En la primera opción, losa aligerada con vigas intermedias, se posee una altura de edificación mayor en comparación de la opción 2, el encacetonado. Realizando una comparación rápida entre las alturas totales se obtiene que la opción 1 posee un 14% más altura que la opción del encacetonado (2 metros adicionales)

Esto genera que se pueda aprovechar la poca altura que posee la opción 2 para agregar más niveles de piso a la edificación actual sin aumentar considerablemente la altura.

Altura de piso a techo

La opción 1 posee una altura mayor de piso a techo que la opción 2. Debido a la menor altura, el encacetonado permite colocar muros o tabiques divisorios de una forma más sencilla que la opción 1.

Del documento “criterios normativos para el diseño de locales de educación básica regular niveles inicial, primaria, secundaria y básica especial”, se extrajo una tabla que indica un rango de alturas promedios interiores separados según la región del país para una adecuada circulación de aire dentro del ambiente

ALTURA LIBRE INTERIOR DE AULAS	
TIPO DE CLIMA	ALTURA PROMEDIO LIBRE
COSTA	3.00 – 3.5 m
SIERRA	2.85 – 3.00 m
SELVA	3.50 – 4.00 m

Tabla 10.1 Altura libre interior de aulas para una adecuada circulación

Para la costa, se menciona una altura promedio del rango 3 a 3.5m. La opción 1 posee una altura igual a 3.85 metros mientras que la opción 2 posee una altura de 3.53m. Se observa que la opción 2 se encuentra más cerca al rango mencionado en la tabla

Altura de vanos

Al igual que para la altura de piso a techo, el documento “criterios normativos para el diseño de locales de educación básica regular niveles inicial, primaria, secundaria y básica especial”, muestra una tabla de superficie de vanos en base a la iluminación relacionada con el área interior del ambiente. Esta tabla se muestra a continuación

CUADRO DE AREA DE ILUMINACION NATURAL	
CLIMA	% DE AREA DEL AMBIENTE
COSTA	20 % – 25 %
SIERRA	15 % – 20 %
SELVA	25 % – 30 %

Tabla 10.2 Porcentaje de áreas de vanos respecto al área del ambiente

Siendo el área del ambiente principal de 256 m², el área de vanos debe estar en el rango de 51 a 64 m². Considerando una altura de alfeizar igual a 90 cm, se calcula el área de vanos de ambas propuestas. Para la opción 1 se obtiene un área de vanos igual a 70.3m² mientras que la opción dos posee un área igual a 62.05 m². Por lo tanto, solo la opción 2 se encuentra dentro del rango indicado

Peralte de vigas intermedias

La presencia de vigas intermedias de gran peralte para la opción uno, es una gran inconformidad para la elección de este sistema. Se genera un espacio menos uniforme en comparación que la opción 2 e interfiere con el paso libre de la luz natural. La presencia de vigas de gran peralte genera sombras en el ambiente y una fragmentación del espacio de forma indirecta.

Cabe mencionar que, a simple vista, la percepción que se llevaría el estudiante dentro del taller de la opción 1 sería menos agradable que la obtenida al apreciar la distribución uniforme de la opción 2

10.2 CRITERIO ECONÓMICO

El criterio económico es uno de los más utilizados para la elección final de una alternativa debido a que implica un menor gasto. Esto favorece principalmente en la rentabilidad de cualquier proyecto siempre y cuando se siga cumpliendo con el alcance de este.

Para la comparación de costos del sistema de techo, se realizará un metrado de materiales de ambas opciones. Luego, se usará un Análisis de Precios Unitarios (A.P.U) de referencia para calcular el costo final del sistema a utilizar. Cabe resaltar que se realizará el análisis de todos los componentes del sistema de techo principal (losas vigas y placas). Las placas solo se considerará a partir de la altura 2.6 metros y solo se realizará el metrado de concreto y

encofrado. Las partidas a metrar son concreto, acero, encofrado y ladrillos para la losa aligerada.

Metrado opción 1: Aligerado convencional con vigas intermedias

Para la opción 1, se realizará el metrado de un piso típico del edificio. Se seguirán algunas consideraciones que se mencionan a continuación

- El concreto no ocupa toda el volumen del aligerado debido al ladrillo colocado. Se debe multiplicar el volumen total por un factor que se menciona en el cálculo del metrado
- Para el fierro, se considera que existe empalme cuando la distancia es mayor a los 9 metros. En el metrado existe un factor que se adiciona para calcular la longitud de empalmes que intervienen según el tipo de fierro colocado.
- El encofrado de las vigas se divide en dos zonas: Encofrado de fondo de viga y encofrado lateral.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos del metrado de la opción 1.

Aligerado H = 25cm

Datos					Concreto			Encofrado	Ladrillo
Item	Largo (m)	Ancho (m)	Altura (m)	#	Factor	V. total (m³)	V. concreto (m³)	A. total (m²)	Cantidad
Aligerado	4,80	15,22	0,25	3	0,138	54,79	30,14	219,17	1826

Tabla 10.3 Metrado concreto y encofrado aligerado opción 1

EMPALMES 0,40 0,35 0,35 0,40 0,50 0,60 1,10
 KG/ML 0,39 0,25 0,56 0,99 1,55 2,24 3,97

Item	descripción	ACERO											
		Ø	#	longitud s/emp	empalmes	8 ml	1/4 ml	3/8 ml	1/2 ml	5/8 ml	3/4 ml	1 ml	
Aligerado	Fierro negativo	1/2	38	1,70	0,00	0,00	0,00	0,00	64,60	0,00	0,00	0,00	
		3/8	50	3,05	0,00	0,00	0,00	152,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
	1/2	25	2,95	0,00	0,00	0,00	0,00	73,75	0,00	0,00	0,00		
	1/2	26	2,80	0,00	0,00	0,00	0,00	72,80	0,00	0,00	0,00		
	1/2	38	1,85	0,00	0,00	0,00	0,00	70,30	0,00	0,00	0,00		
	3/8	38	1,85	0,00	0,00	0,00	0,00	70,30	0,00	0,00	0,00		
Fierro positivo	3/8	38	16,00	1,00	0,00	0,00	621,30	0,00	0,00	0,00	0,00		
	3/8	25	3,90	0,00	0,00	0,00	97,50	0,00	0,00	0,00	0,00		
	3/8	38	3,50	0,00	0,00	0,00	133,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
	Temperatura	1/4	58	15,20	1,00	0,00	895,68	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
						0,000	895,68	1074,60	281,45	0,00	0,00	0,00	MI
						0,00	222,58	601,24	279,79	0,00	0,00	0,00	Kg
												1103,60	Kg total

Tabla 10.4 Metrado acero aligerado opción 1

Vigas

Datos						Concreto	Encofrado	
Item	Largo(m)	Ancho (m)	Altura (m)	Peri (m)	#	V. concreto (m³)	Fondo de viga (m²)	Cara lateral (m²)
VT101/VT106	10,00	0,40	1,50	2,75	2	12,00	8,00	55,00
VT108	10,00	0,40	1,00	1,75	1	4,00	4,00	17,50
VT109/VT110	15,40	0,40	1,50	2,50	2	18,48	12,32	77,00
VT111	10,00	0,40	1,00	1,75	1	4,00	4,00	17,50

Tabla 10.5 Metrado concreto y encofrado vigas opción 1

EMPALMES 0,40 0,35 0,35 0,40 0,50 0,60 1,10
 KG/ML 0,39 0,25 0,56 0,99 1,55 2,24 3,97

ACERO													
Item	descripción	Ø	#	longitud s/emp	empalmes	8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1	
						ml	ml	ml	ml	ml	ml	ml	
VT101	Longitudinal	1	4	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	56,00	
			6	4,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,70	
			3	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,20	
			5/8	10	11,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	0,00	0,00
			1/2	58	3,48	0,00	0,00	0,00	0,00	201,84	0,00	0,00	0,00
VT106	Longitudinal	1	4	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	56,00	
			6	4,45	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,70	
			3	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,20	
			5/8	10	11,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	120,00	0,00	0,00
			1/2	58	3,48	0,00	0,00	0,00	0,00	201,84	0,00	0,00	0,00
VT108	Longitudinal	1	3	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42,00	
			4	3,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,60	
			3	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	40,20	
			3/8	10	10,90	1,00	0,00	0,00	112,50	0,00	0,00	0,00	0,00
			3/8	58	3,48	0,00	0,00	0,00	201,84	0,00	0,00	0,00	0,00
VT109	Longitudinal	1	3	16,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	54,00	
			4	10,80	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,60	
			5	17,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,50	
			3/8	10	16,00	1,00	0,00	0,00	163,50	0,00	0,00	0,00	0,00
			3/8	77	3,48	0,00	0,00	0,00	267,96	0,00	0,00	0,00	0,00
VT110	Longitudinal	1	3	16,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	54,00	
			4	10,80	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	47,60	
			5	17,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	90,50	
			3/8	10	16,00	1,00	0,00	0,00	163,50	0,00	0,00	0,00	0,00
			3/8	77	3,48	0,00	0,00	0,00	267,96	0,00	0,00	0,00	0,00
VT111	Longitudinal	1	3	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42,00	
			4	3,65	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	14,60	
			2	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,80	
			3/8	6	10,90	1,00	0,00	0,00	67,50	0,00	0,00	0,00	0,00
			3/8	54	2,48	0,00	0,00	0,00	133,92	0,00	0,00	0,00	0,00
						0,00	0,00	1378,68	403,68	240,00	0,00	810,20	MI
						0,00	0,00	771,37	401,30	372,53	0,00	3219,25	Kg
												4764,45	Kg total

Tabla 10.6 Metrado acero vigas opción 1

Placas

Datos					Concreto	Encofrado
Item	Largo(m)	Ancho (m)	Altura (m)	#	V. concreto (m³)	A. total (m²)
Placas	6,00	0,40	1,50	4	14,40	72,00

Tabla 10.7 Metrado concreto y encofrado placas opción 1

Metrado opción 2: Losa Nervada

Para la opción 2, también se realizó el metrado de un piso típico del edificio. Se muestra a continuación algunas consideraciones que se tomaron en cuenta

- El metrado de las losas nervadas se dividirá igual que para las vigas. Es decir, se calculará el encofrado de fondo y lateral de las nervaduras.
- El metrado de las losas intermedias se dividirá al igual que para las losas aligeradas. En excepción de la colocación de ladrillos.

Losa Nervada

Datos						Concreto	Encofrado	
Item	Largo(m)	Ancho (m)	Altura (m)	Peri (m)	#	V. concreto (m³)	Fondo de losa (m²)	Cara lateral (m²)
Nervada	1,78	1,78	0,07		4	0,88	12,60	-
	1,65	1,65	0,07		36	6,86	98,01	-
	1,78	1,65	0,07		24	4,92	70,29	-
	1,83	0,25	0,90	1,91	28	11,50	12,78	97,60
	1,75	0,25	0,90	1,91	84	33,08	36,75	280,77
						57,24	230,43	378,37

Tabla 10.8 Metrado concreto y encofrado losa nervada opción 2

EMPALMES 0,40 0,35 0,35 0,40 0,50 0,60 1,10
 KG/ML 0,39 0,25 0,56 0,99 1,55 2,24 3,97

Item	descripción	Ø	#	longitud s/emp	empalmes	ACERO								
						8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1		
						ml	ml	ml	ml	ml	ml	ml		
Nervadura	Fierro negativo	3/4	28	16,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	478,80	0,00		
		5/8	14	16,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	238,00	0,00	0,00		
Losa	Fierro positivo	5/8	8	16,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	136,00	0,00	0,00		
		3/4	20	16,50	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	342,00	0,00		
						0,00	2594,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
						0,00	2594,90	0,00	0,00	374,00	820,80	0,00		
						0,00	644,83	0,00	0,00	580,52	1834,65	0,00		
													3060,01	Kg total

Tabla 10.9 Metrado acero losa nervada opción 2

Vigas

Datos						Concreto	Encofrado	
Item	Largo(m)	Ancho (m)	Altura (m)	Peri (m)	#	V. concreto (m³)	Fondo de viga (m²)	Cara lateral (m²)
VT101	10,00	0,40	1,00	1,93	1	4,00	4,00	19,30
VT106	10,00	0,40	1,00	1,93	1	4,00	4,00	19,30
VT108	10,00	0,40	1,00	1,93	1	4,00	4,00	19,30
VT111	10,00	0,40	1,00	1,93	1	4,00	4,00	19,30
						16,00	16,00	77,20

Tabla 10.10 Metrado acero vigas opción 2

EMPALMES 0,40 0,35 0,35 0,40 0,50 0,60 1,10

KG/ML 0,39 0,25 0,56 0,99 1,55 2,24 3,97

ACERO													
Item	descripción	Ø	#	longitud s/emp	empalmes	8	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1	
						ml	ml	ml	ml	ml	ml	ml	
VT201	Longitudinal	1	3	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42,00	
			6	3,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	23,70	
			2	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,80	
			1	7,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,20	0,00		
			6	10,90	1,00	0,00	0,00	67,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
			54	2,48	0,00	0,00	0,00	133,92	0,00	0,00	0,00	0,00	
VT206	Longitudinal	1	3	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42,00	
			6	3,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	23,70	
			2	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,80	
			1	7,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,20	0,00		
			6	10,90	1,00	0,00	0,00	67,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
			54	2,48	0,00	0,00	0,00	133,92	0,00	0,00	0,00	0,00	
VT208	Longitudinal	1	3	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	42,00	
			4	3,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	15,80	
			2	3,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,90	0,00		
			2	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,80	
			1	7,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,20	0,00		
			6	10,90	1,00	0,00	0,00	67,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
VT209	Longitudinal	1	4	12,90	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	56,00	
			6	3,95	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	23,70	
			2	12,30	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	26,80	
			1	7,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	7,20	0,00		
			6	10,90	1,00	0,00	0,00	67,50	0,00	0,00	0,00	0,00	
			54	2,48	0,00	0,00	0,00	133,92	0,00	0,00	0,00	0,00	
						0,00	0,00	805,68	0,00	0,00	29,50	383,30	ml
						0,00	0,00	450,78	0,00	0,00	65,94	1523,00	Kg
												2039,72	Kg total

Tabla 10.11 Metrado acero vigas opción 2

Datos					Concreto	Encofrado
Item	Largo(m)	Ancho (m)	Altura (m)	#	V. concreto (m ³)	A. total (m ²)
Placas	6,00	0,40	1,00	4	9,60	48,00

Tabla 10.12 Metrado concreto y encofrado placas opción 2

Por último, se muestra una tabla resumen en la cual se pueden ver los resultados finales obtenidos para ambas opciones.

ALIGERADO				VIGAS			PLACAS	
CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	ENCOFRADO (m ²)	LADRILLOS (und)	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	ENCOFRADO (m ²)	CONCRETO (m ³)	ENCOFRADO (m ²)
30,14	1103,60	219,17	1826	38,48	4764,45	205,32	14,40	72,00

Tabla 10.13 Metrado Resumen opción 1

LOSA NERVADA						VIGAS			PLACAS	
LOSA INTERMEDIA			NERVIOS			CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	ENCOF (m ²)	CONCRETO (m ³)	ENCOF (m ²)
CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	ENCOF (m ²)	CONCRETO (m ³)	ACERO (kg)	ENCOF (m ²)					
12,66	644,83	180,90	44,57	2415,17	427,90	16,00	2039,72	93,20	9,60	48,00

Tabla 10.14 Metrado Resumen opción 2

Una vez obtenido el metrado de un piso típico de la estructura, se procederá a obtener el Análisis de Precios Unitarios de referencia que se mencionó al inicio. Se utilizaron los propuestos en la revista “CONSTRUCTIVO”, edición 96 perteneciente a los meses de Octubre- Noviembre. Se utilizará el Suplemento Técnico que aparece en las últimas páginas de la revista mencionada. Las partidas a considerar son las siguientes.

Código partida	Partida	Und	Precio x Und (S/)
P10-000021	Acero en vigas (2do piso)	Kg	4.25
P10-000033	Concreto en vigas f'c = 210 (2do piso)	m ³	338.08
P10-000048	Encofrado / Desencofrado vigas (2do piso) con madera tornillo	m ²	55.06
P10-000023	Acero en losa aligerada (2do piso) Habilitación y colocación	Kg	3.87
P10-000058	Concreto en losa aligerada f'c =210 (2do piso)	m ³	341.63
P10-000053	Encofrado / Desencofrado losa aligerada (2do piso) madera tornillo en bruto no incluye friso	m ²	31.05
P10-000055	Ladrillo para techo 15 x 30 x 30 cm (2do piso) de arcilla	Und	1.59
P10-000064	Concreto Placas f'c = 210 (2do piso)	m ³	484.00
P10-000067	Encofrado / Desencofrado de placas (2do piso)	m ²	56.36

Tabla 10.15 Relación APU's utilizados en el cálculo de precios.

Con los precios colocados se puede calcular el precio de cada una de las opciones. Además, para el cálculo de precios de las losas macizas, se usarán los mismos considerados para la losa aligerada. Los resultados globales se muestran a continuación.

$$\text{Opción 1} = S/ 80500$$

$$\text{Opción 2} = S/ 87900$$

Se aprecia una diferencia de costos entre ambas opciones de aproximadamente S/7400 soles equivalente al 9,2% del menor costo.

10.3 ELECCIÓN FINAL

Luego de ambos análisis realizados para las dos opciones planteadas durante el desarrollo de la primera parte del proyecto. Se debe escoger una solución final para proseguir con el diseño de los elementos estructurales faltantes. Por ello, anteriormente se establecieron dos criterios de comparación que nos daban una idea de las características de cada una de las opciones.

Resumiendo ambos criterios se obtiene lo siguiente. Según el criterio arquitectónico, la mejor opción vendría a ser el encacetonado, opción 2. Esto es debido a que presenta características más agradables para las personas en general, además se encuentra dentro de los rangos requeridos por diferentes criterios de comodidad. Según el criterio económico, la mejor opción vendría a ser la alternativa 1 debido a su bajo costo de construcción.

En este caso, se dará una mayor valoración al criterio arquitectónico debido al uso de la edificación. Los usuarios preferirán un ambiente más agradable en el cual puedan desenvolverse mejor y aprender más. Un ambiente menos cómodo podría generar restricciones en el aprendizaje de los usuarios e inclusive causar distracciones entre ellos.

Por los motivos mencionados anteriormente, se ha escogido como alternativa final de diseño a la opción 2. Es decir, la losa nervada propuesta como solución de techo del ambiente principal será la que se usará para proseguir con el diseño de los elementos estructurales de la edificación. En los siguientes capítulos, se seguirá con el diseño de los elementos restantes considerando la opción escogida líneas arriba.

CAPITULO 11: DISEÑO DE COLUMNAS

En el presente capítulo, se realizará el diseño de las columnas. Son en total 5 columnas las diseñadas y se seguirán las consideraciones de la Norma E.060.

11.1 INTRODUCCIÓN

Las columnas son elementos estructurales que soportan momentos flectores y cargas axiales simultáneamente, también soportan esfuerzos de corte provenientes de las sollicitaciones sísmicas. Dependiendo de su dimensionamiento estos esfuerzos resistidos pueden ser en una o ambas direcciones.

En la edificación analizada, las columnas están orientadas con su lado mayor en dirección al eje Y. Por tal motivo, se considera que las columnas solo resisten esfuerzos orientados en esa dirección. Además, debido a la gran dimensión de las placas, las columnas no soportan los esfuerzos de corte provenientes por el sismo. Esta consideración se comprueba con el análisis sísmico realizado del modelo en ETABS resumido en la siguiente tabla.

V basal total (tn)	V placas (tn)	% de corte placas	% de corte columnas
268,60	266,40	99,16	0,84

Tabla 11.1 Relación cortante basal placas y columnas

De acuerdo a la tabla mostrada, se podrían despreciar las sollicitaciones provenientes del sismo debido a que son mínimas. Es decir, solo se analizará las columnas bajo la acción de las cargas muertas y vivas que. Se muestra a continuación un gráfico usado de guía para el diseño de columnas

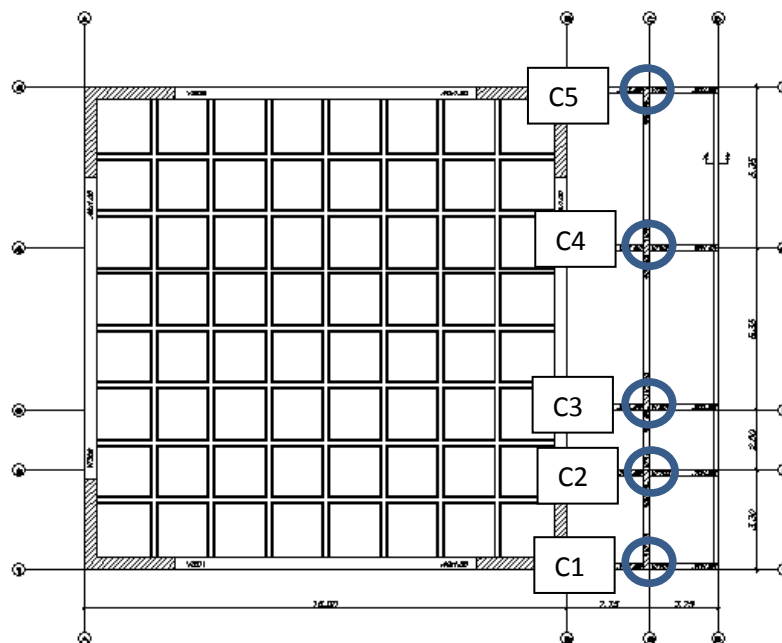


Figura 11.1 Ubicación y numeración de columnas

11.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Para el diseño por flexo compresión, se tomará como ejemplo la columna C4 y la columna C5 mostrada en la anterior figura. En primer lugar, se procede a extraer la fuerza axial y de momento flector para cada uno de los tipos de carga y realizar la combinación de cargas respectivamente para cada una de las columnas mencionadas. Los datos extraídos se muestran a continuación en las siguientes tablas.

C4

	Pu	Mu	Vu
DEAD	-51,23	0,1	0,02
LIVE	-21,73	0	0
SISMO Y	1,71	1,61	0,76
1,4D+1,7L	-108,66	0,14	0,03
1,25(D+L) +Sy	-89,49	1,74	0,79
1,25(D+L) -Sy	-92,91	-1,49	-0,74
0,9D +Sy	-44,40	1,70	0,78
0,9D -Sy	-47,82	-1,52	-0,74

Tabla 11.2 Solicitaciones C4

C5

	Pu	Mu	Vu
DEAD	-30,89	0,02	0,47
LIVE	-11,7	0,02	0,37
SISMO Y	-4,77	1,31	0,51
1,4D+1,7L	-63,14	0,06	1,29
1,25(D+L) +Sy	-58,01	1,36	1,56
1,25(D+L) -Sy	-48,47	-1,26	0,54
0,9D +Sy	-32,57	1,33	0,93
0,9D -Sy	-23,03	-1,29	-0,09

Tabla 11.3 Solicitaciones C5

Luego, se procede a plantear una distribución de acero de las columnas siguiendo las recomendaciones de la Norma E.060. En el acápite 10.3.4, se establece que la cuantía mínima debe ser de 1% y la máxima de 6%. Al ser las columnas de 20 x 50 se obtiene un área mínima de acero de 10cm². Se propone una distribución de 6 ϕ 5/8" lo que da un área de 12cm².

Se procede a realizar el diagrama de interacción de la columna con la distribución de acero planteada para verificar que resista las solicitaciones mostradas en las tablas anteriores. Se utilizará el programa GALA para la gráfica mencionada. A continuación, se muestra el diagrama de interacción

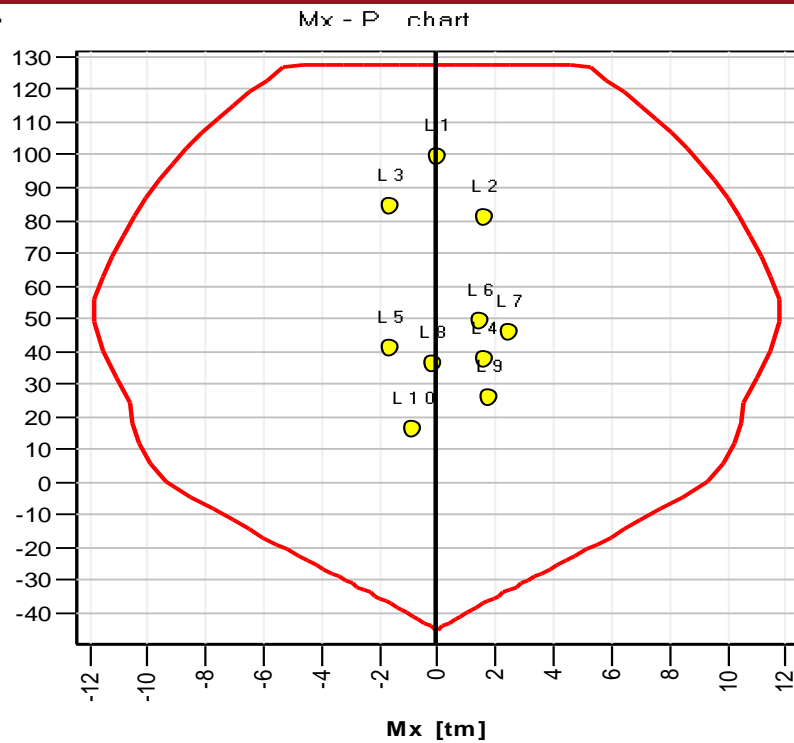


Figura 11.2 Diagrama de interacción 6φ5/8"

Se verifica, de acuerdo al gráfico mostrado, que los esfuerzos obtenidos los resiste la sección propuesta para el análisis.

11.3 DISEÑO POR CORTE

El diseño por corte se realiza para proporcionar a la estructura un refuerzo ante la sollicitación de fuerzas cortantes producidas principalmente por movimientos sísmicos. En el caso de la edificación analizada, se estableció que las placas resisten todas las sollicitaciones sísmicas. Por lo tanto, se podría determinar que las columnas no necesitan un refuerzo por cortante considerable y sería suficiente colocar el mínimo. Sin embargo, se procederá a realizar la verificación de lo mencionado líneas en el desarrollo del trabajo.

Para elementos sometidos a fuerzas, en el capítulo 8, se mencionó que la resistencia del concreto aumentaba en un factor descrito en la ecuación 16 que se muestra a continuación

$$V_c = 0,53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 \pm \frac{Nu}{140 Ag}\right) \times b \times d \dots (16)$$

Por lo tanto, se debe de utilizar las fuerzas cortantes mostradas anteriormente conjuntamente con las cargas axiales de cada combinación para un adecuado diseño. En las tablas siguientes se muestran un resumen del procedimiento seguido para el diseño y cálculo de los estribos

Comb	Pu (tn)	Vu (tn)	b (cm)	d (cm)	Vc (tn)	Vs (tn)	Estribos
1,4D+1,7L	-108,66	0,03	20	40	10,91	-10,89	--
1,25(D+L) +Sy	-89,49	0,79	20	40	10,07	-9,29	--
1,25(D+L) -Sy	-92,91	-0,74	20	40	10,22	-10,96	--
0,9D +Sy	-44,40	0,78	20	40	8,09	-7,31	--
0,9D -Sy	-47,82	-0,74	20	40	8,24	-8,98	--

Tabla 11.4 Diseño de estribos columna C4

Comb	Pu (tn)	Vu (tn)	b (cm)	d (cm)	Vc (tn)	Vs (tn)	Estribos
1,4D+1,7L	-63,14	1,29	20	40	9,61	-8,32	--
1,25(D+L) +Sy	-58,01	1,56	20	40	9,33	-7,77	--
1,25(D+L) -Sy	-48,47	0,54	20	40	8,80	-8,26	--
0,9D +Sy	-32,57	0,93	20	40	7,93	-7,00	--
0,9D -Sy	-23,03	-0,09	20	40	7,41	-7,49	--

Tabla 11.5 Diseño de estribos columna C5

Se verifica que no hace falta colocar refuerzo por cortante a ambas columnas. Sin embargo, para confinarlas y facilitar el proceso constructivo se colocan estribos dobles de 3/8" de la siguiente configuración: 1@5 6@10 y resto 20. Adicional al estribo colocado, se coloca un gancho intermedio para sujetar las barras del centro de la columna.

11.4 CONSIDERACIONES DEL CAPÍTULO 21 DE LA NORMA E.060

El capítulo 21 de la Norma E.060 establece una serie de consideraciones a seguir para el diseño de elementos que resisten solicitaciones sísmicas. Para la edificación analizada (Tipo Dual I) se seguirá lo indicado en el acápite 21.4. En primer lugar, se menciona que la fuerza cortante de diseño Vu no debe ser menor que los siguientes valores.

- Suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales más el cortante isostático asociado a las cargas de gravedad amplificadas. En las columnas los momentos nominales en los extremos de la luz libre del elemento estarán asociados a la fuerza axial Pu que dé como resultado el mayor momento nominal posible
- El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño con un factor de amplificación para los valores de sismo de 2,5.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos de ambas columnas

Combinación	Pu (tn)	Vu (tn)	Mn (tn.m)	Vc (tn)	a)	b)	Vs (tn)	Av (cm)
1,4D+1,7L	-108,66	0,03	16,59	10,91	9,22	0,07	-0,14	-1698,50
1,25(D+L) +Sy	-89,49	0,79	17,35	10,07	9,64	1,96	2,54	94,07
1,25(D+L) -Sy	-92,91	-0,74	17,28	10,22	9,60	-1,84	2,14	111,26
0,9D +Sy	-44,40	0,78	15,17	8,09	8,43	1,95	3,64	65,46
0,9D -Sy	-47,82	-0,74	15,41	8,24	8,56	-1,86	3,66	65,22

Tabla 11.6 Verificación columna C4

Combinación	Pu (tn)	Vu (tn)	Mn (tn.m)	Vc (tn)	a)	b)	Vs (tn)	Av (cm)
1,4D+1,7L	-63,14	1,29	15,98	8,92	8,88	3,22	3,06	78,00
1,25(D+L) +Sy	-58,01	1,56	15,74	8,69	8,74	3,90	3,19	74,67
1,25(D+L) -Sy	-48,47	0,54	15,08	8,27	8,38	1,35	3,17	75,27
0,9D +Sy	-32,57	0,93	14,23	7,57	7,91	2,33	3,45	69,07
0,9D -Sy	-23,03	-0,09	12,87	7,16	7,15	-0,22	2,51	94,92

Tabla 11.7 Verificación columna C5

La separación de estribos que arrojan los cálculos para ambos casos es excesiva y se cumple lo requerido con la distribución colocada. Adicionalmente, se indican las consideraciones para el espaciamiento de estribos (S_o) en la zona de confinamientos (L_o). Siendo el menor valor de los siguientes puntos

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento
- 100mm

Siendo la zona de confinamiento (L_o) el mayor valor de los siguientes puntos

- Una sexta parte de la luz libre del elemento
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento
- 500mm

La separación mínima obtenida es igual a 10 cm y la zona de confinamiento posee una dimensión de 60 cm mínima. Por lo tanto, la distribución propuesta para los estribos para el refuerzo por cortante cumple con lo solicitado. Por último, se muestra una imagen a continuación del diseño final de las columnas.

Se menciona que al tratarse el mismo diseño para todas las columnas, estas serán renombradas con el nombre C1 para evitar confusiones.

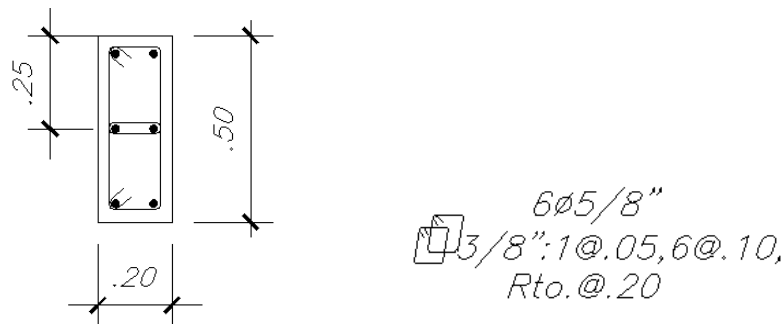


Figura 11.3 Diseño final C4 y C5

CAPITULO 12: DISEÑO DE PLACAS

En el desarrollo del siguiente capítulo, se realizará el diseño de las placas que conforman la edificación. Son 4 placas las que conforman la edificación analizada.

12.1 INTRODUCCIÓN

Las placas son elementos estructurales que, al igual que las columnas, soportan momentos flectores, cargas axiales y cargas verticales simultáneamente. Debido a su mayor rigidez en comparación con las columnas, las placas soportan la mayor parte de las sollicitaciones sísmicas que afectan a la estructura.

En el capítulo anterior, se demostró que las placas soportan todas las sollicitaciones sísmicas de la estructura. Por lo tanto, el diseño por corte de las placas se debe realizar con mucha precisión y cuidado. Un fallo en el diseño podría afectar gravemente el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico.

Como se mencionó anteriormente, existen 4 placas que conforman la estructura. Cada una se nombra de acuerdo a la siguiente imagen.

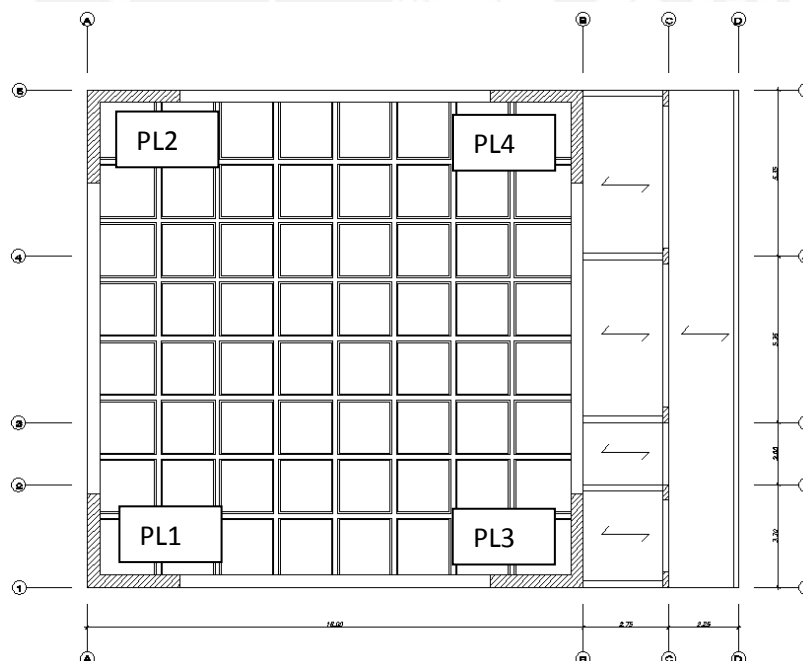


Figura 12.1 Ubicación y numeración de placas

El diseño de las placas se realiza igual que para las columnas. Sin embargo, se dividirá cada placa en dos partes de acuerdo a su altura. La primera parte considera los dos primeros niveles (primer y segundo piso); y la segunda considera los dos niveles restantes (tercer y cuarto piso). A continuación, se procederá con el diseño de la placa PL3 (primer y segundo piso) como ejemplo para el trabajo. El proceso seguido se muestra en los puntos siguientes.

12.2 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

En primer lugar, se debe verificar la esbeltez de la placa (H/L). Debido a que el diseño de placas esbeltas posee un procedimiento diferente al diseño de las placas no esbeltas. Al hacer la verificación, se obtiene que todas las placas son esbeltas ($H/L > 1$). De haberse obtenido en la división un valor menor a 1, el diseño de las placas se realizaría similar al de las vigas pared.

Luego, se extraen los resultados obtenidos del análisis de la estructura usando el programa ETABS para proceder a realizar las combinaciones respectivas. Los datos se muestran a continuación.

PL3

	Pu (tn)	Mux (tn.m)	Vux (tn)	Muy (tn.m)	Vuy (tn)
DEAD	-304,1	19,5	10,92	-5,61	-12,63
LIVE	-43,03	9,81	2,48	2,46	-3,7
SISMO X	-11,11	584,54	72,56		
SISMO Y	24,51			692,5	85,25
1,4D+1,7L	-498,89	43,98	19,50	-3,67	-23,97
1,25(D+L) +Sx	-445,02	621,18	89,31		
1,25(D+L) -Sx	-422,80	-547,90	-55,81		
1,25(D+L) +Sy	-409,40			688,56	64,84
1,25(D+L) -Sy	-458,42			-696,44	-105,66
0,9D +Sx	-284,80	602,09	82,39		
0,9D -Sx	-262,58	-566,99	-62,73		
0,9D +Sy	-249,18			687,45	73,88
0,9D -Sy	-298,20			-697,55	-96,62

Tabla 12.1 Solicitaciones PL3

La convención de signos usada es positiva para horarios en eje X y antihorarios en eje Y vistos desde el origen de coordenadas ubicado en los ejes A-1. Para plantear una distribución tentativa de la placa, se sigue las recomendaciones del acápite 14.3 de la Norma E.060 que indica lo siguiente.

- Cuantía de refuerzo horizontal mínima = $0,002 = 1/2'' @ 30 \text{ cm}$
- Cuantía de refuerzo vertical mínima = $0,0015 = 3/8'' @ 20 \text{ cm}$

Se propondrá el refuerzo vertical y horizontal del mismo valor. Adicionalmente, se consideran núcleos de 50 cm en cada extremo reforzado con varillas de 1". La distribución planteada se muestra a continuación.

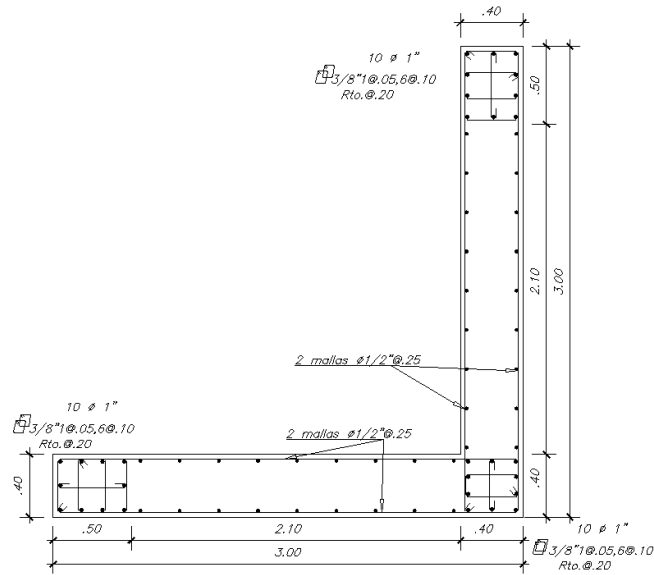


Figura 12.2 Distribución de acero PL3

Se procede a verificar la sección para las solicitaciones mostradas graficando los diagramas de interacción para cada sentido por separado.

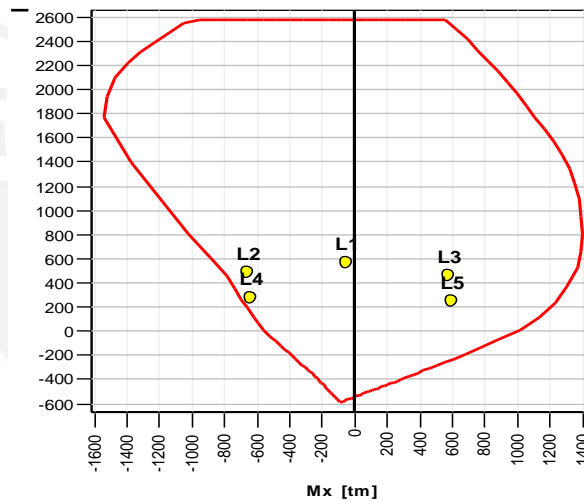


Figura 12.3 Diagrama interacción eje X

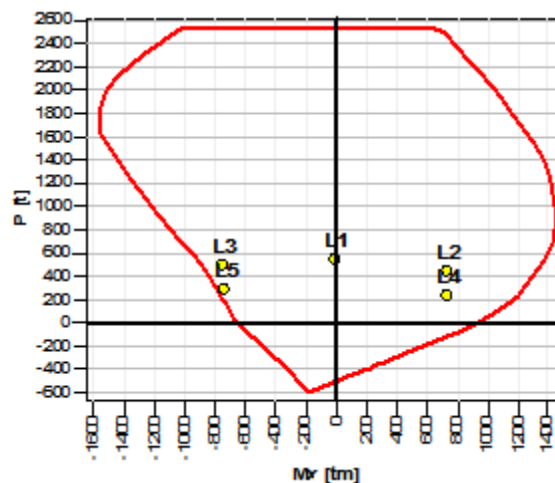


Figura 12.4 Diagrama interacción eje Y

De acuerdo a los dos gráficos mostrados anteriormente, se verifican que la distribución de acero mostrada resiste las solicitaciones que se presentan en la placa.

12.3 DISEÑO POR CORTE

Se seguirán los lineamientos del acápite 11.10 “Disposiciones especiales para muros” de la Norma E.060. En primer lugar, se calcula la resistencia del concreto ϕV_c para comprobar si se requiere refuerzo por cortante. Por eso, se usa la fórmula descrita en el acápite 11.10.5 mostrada a continuación

$$V_c = A_{cw} \times \alpha_c \times \sqrt{f'_c} \dots (17)$$

A_{cw} = área de la sección de concreto que resiste cortante en una dirección

f'_c = resistencia del concreto a la compresión

$\alpha_c = 0,8$ para $h_m/l_m < 1,5$

$0,53$ para $h_m/l_m > 2$

Varía linealmente entre $0,8$ y $0,53$ para el otro intervalo

En primer lugar, $h_m/l_m = 1,21$; por ello, se utilizara un valor $\alpha_c = 1,5$. Luego, reemplazando la ecuación con los valores de la placa se obtiene $\phi V_c = 118,25$ tn.

A su vez, en el acápite 11.10.8, se establece un valor máximo para la fuerza cortante de diseño (V_u) en función al siguiente valor. Si V_u excede al valor descrito la cuantía mínima en ambos sentidos no debe ser menor a $0,025$

$$0,27 \times A_{cw} \times V_c \times \sqrt{f'_c}$$

Remplazando el valor mencionado anteriormente se obtiene $46,98$ tn. Este valor es menor en algunos casos al V_u de diseño para las 4 placas. Por lo tanto, las cuantías mínimas no deben ser menor al valor $0,025$. Para finalizar el diseño por cortante se coloca el acero distribuido según la siguiente distribución $1/2'' @ 25$ cm.

12.4 CONSIDERACIONES DEL CAPÍTULO 21 DE LA NORMA E.060

Se seguirán los lineamientos indicados en el acápite 21.9 sobre el diseño de los muros estructurales de concreto reforzado de la norma E.060. La cortante obtenida del análisis de la estructura debe amplificarse por un factor mostrado a continuación.

$$V_u \geq V_{ua} \times \left(\frac{M_n}{M_{ua}} \right) \dots (18)$$

V_u = fuerza cortante para el diseño

V_{ua} = fuerza cortante obtenida en el análisis

M_n = momento nominal

M_{ua} = momento obtenido en el análisis

Esta ecuación debe realizarse para cada combinación de carga y se realiza solo para los dos primeros pisos. Además, para fuerzas cortantes de diseño mayores a la resistencia del concreto, se requieren nuevas cuantías mínimas para el refuerzo horizontal y vertical.

- Cuantía de refuerzo horizontal mínima = 0,0025 = 1/2" @ 25 cm
- Cuantía de refuerzo vertical mínima = 0,0025 = 1/2" @ 25 cm

A continuación, se muestra una tabla con el proceso de diseño seguido considerando

Sentido	Combinación	Pu (tn)	Mua(tn.m)	Mn (tn.m)	Vua(tn)	Vu(tn)	Vc (tn)	Vs (tn)	ph
X	1,4D+1,7L	-498,89	43,98	981	19,50	117,02	139,12	-1,44	---
X	1,25(D+L) +Sx	-445,02	621,18	967	89,31	139,03	139,12	24,45	0,0005
X	1,25(D+L) -Sx	-422,80	-547,90	-1833	-55,81	186,71	139,12	80,54	0,0016
X	0,9D +Sx	-284,80	602,09	761	82,39	104,13	139,12	-16,61	--
X	0,9D -Sx	-262,58	-566,99	-1504	-62,73	166,40	139,12	56,65	0,0011
Y	1,4D+1,7L	-498,89	-3,67	1764	-23,97	143,83	139,12	30,10	0,0006
Y	1,25(D+L) +Sy	-409,40	688,56	1651	64,84	155,46	139,12	43,78	0,0009
Y	1,25(D+L) -Sy	-458,42	-696,44	-1045	-105,66	158,55	139,12	47,41	0,0009
Y	0,9D +Sy	-249,18	687,45	1397	73,88	150,14	139,12	37,52	0,0007
Y	0,9D -Sy	-298,20	-697,55	-904	-96,62	125,21	139,12	8,19	0,0002

Tabla 12.2 Diseño PL3 según capítulo 21 Norma E.060

Por lo tanto, la cuantía mínima exigida por la Norma (1/2" @ 25cm) sería la que se requiere tanto para el refuerzo horizontal y vertical. Además, para una mayor similitud entre los núcleos, se colocarán 10 fierros de pulgada en el núcleo central de la placa la misma cantidad de acero para los núcleos extremos 10 ϕ 1". El diseño final de la placa se muestra a continuación

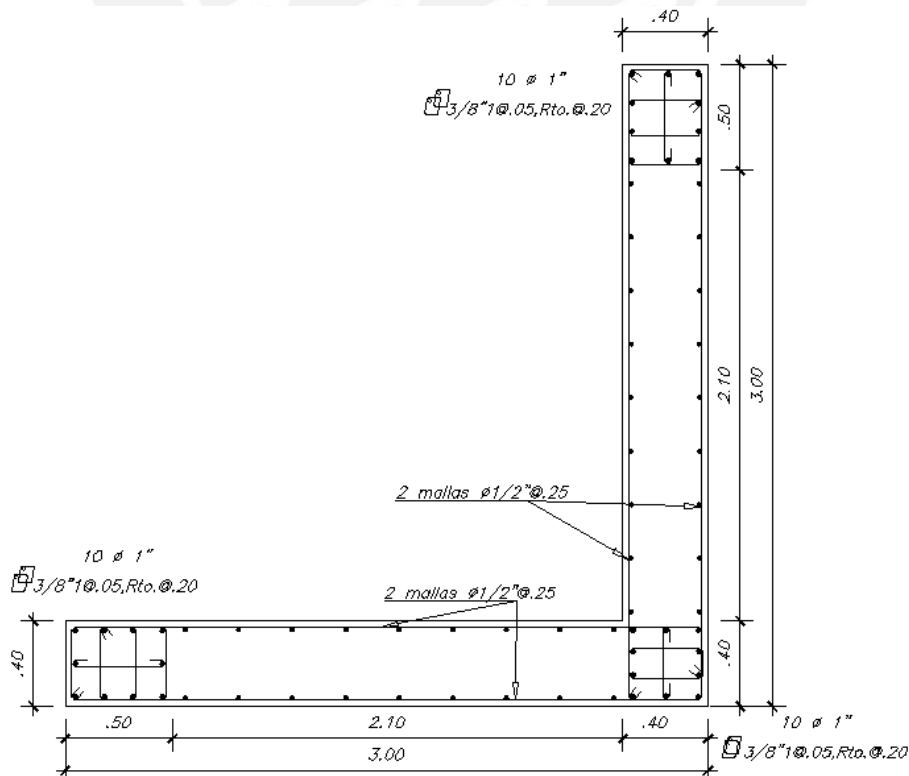


Figura 12.5 Diseño final PL3 primer y segundo piso.

CAPITULO 13: DISEÑO DE CIMENTACIONES

En el presente capítulo, se realizará el diseño de la cimentación que conforma la edificación analizada. Toda la cimentación será del tipo zapata aislada. En total, se diseñaran 9 zapatas para cada una de las placas y columnas existentes. Se seguirán los lineamientos del capítulo 15 de la Norma E.060 y la Norma E.050.

13.1 INTRODUCCIÓN

Las cimentaciones son los elementos encargados de transmitir los esfuerzos de la estructura al terreno y otorgarle estabilidad a la edificación. Para el diseño, se busca no sobrepasar la resistencia del suelo (4 kg/cm^2) y evitar las deflexiones excesivas que causen daño a la estructura.

Las zapatas aisladas son las más usadas para edificios convencionales. Su uso es recomendable siempre y cuando el centro de gravedad del elemento vertical coincida con el de la zapata. Este es el punto de partida para el diseño de las cimentaciones.

Se usará como ejemplo el diseño de la zapata de la placa PL1 cuya ubicación se muestra a continuación en el siguiente gráfico.

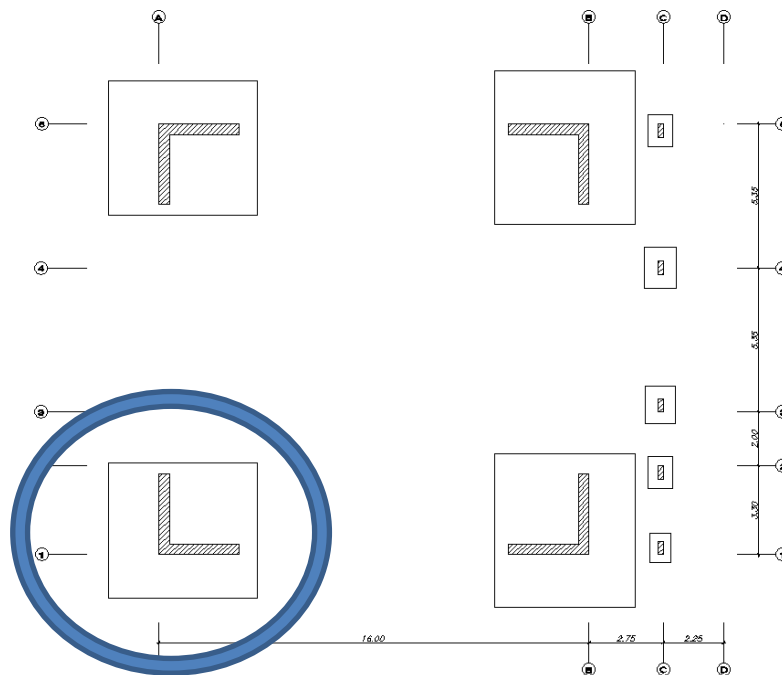


Figura 13.1 Ubicación de cimentación

Según el gráfico mostrado, los puntos más desfavorables son los volados que se generan en las partes posteriores de las placas.

13.2 PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

El Predimensionamiento de la zapata se realiza en dos partes. En primer lugar, se obtiene una dimensión preliminar de la zapata en base a las cargas de servicio que la afecta. Las cargas que afectan a la zapata analizada se muestran a continuación.

PL1

	Pu	Mux	Vux	Muy	Vuy
DEAD	278,1	-5,33	-10,98	-13,66	-11,17
LIVE	33,79	1,87	-2,44	-4,65	-2,63
SISMO X	-22,64	584,92	71,76		
SISMO Y	-22,08			469,91	57,55

Tabla 13.1 Solicitaciones Zapata PL1

Se realiza un primer tanteo usando las cargas axiales y disminuyendo la resistencia del terreno en un 10%. Adicionalmente se considera un 5% adicional a las cargas para representar el peso propio de la zapata. Se realiza la división de estos valores para obtener un área tentativa de zapata.

$$Area\ zapata = \frac{(278,1 + 33,79) \times 1.05}{0.9 \times 40} = 9.10\ cm^2$$

Se busca que la zapata tenga el un volado de 40 cm como mínimo en todos sus lados; por eso, la dimensiones mínima que puede tener la zapata es de 5 metros.

En segundo lugar, se tiene que verificar que los esfuerzos actuantes no excedan el máximo del terreno. Considerando un aumento del 25% (5 kg/cm²) de la capacidad portante del terreno para solicitaciones sísmicas. Se utiliza la siguiente fórmula.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm M \times \frac{y}{I^2} \dots (35)$$

σ = Esfuerzo de la zapata en una posición “y” respecto al eje neutro.

P = Carga axial

A = área de la zapata

M = Momento resultante

Y = posición respecto al eje neutro para calcular esfuerzos

I = Inercia de la zapata en la dirección analizada

Los resultados se muestran a continuación en las siguientes tablas

Cargas	Dirección	Ubicación	σ (tn/m ²)
Gravedad	X	extremo derecho	12,93
Gravedad	X	extremo izquierdo	13,27
Sismo	X	extremo derecho	40,10
Sismo	X	extremo izquierdo	-15,72

Tabla 13.2 Verificación cargas servicio eje X

Cargas	Dirección	Ubicación	σ (tn/m ²)
Gravedad	Y	extremo superior	12,22
Gravedad	Y	extremo inferior	13,98
Sismo	Y	extremo superior	33,89
Sismo	Y	extremo inferior	-9,46

Tabla 13.3 Verificación cargas servicio eje Y

Para ambos sentidos, se obtienen resultados negativos (tracción) al momento de realizar la verificación de esfuerzos. Los esfuerzos de tracción indican que una parte de la zapata no está en contacto con el suelo y su esfuerzo sería igual a 0. Se deben redistribuir los esfuerzos de forma triangular para asemejar el verdadero comportamiento de la zapata. Se sigue de base el siguiente gráfico.

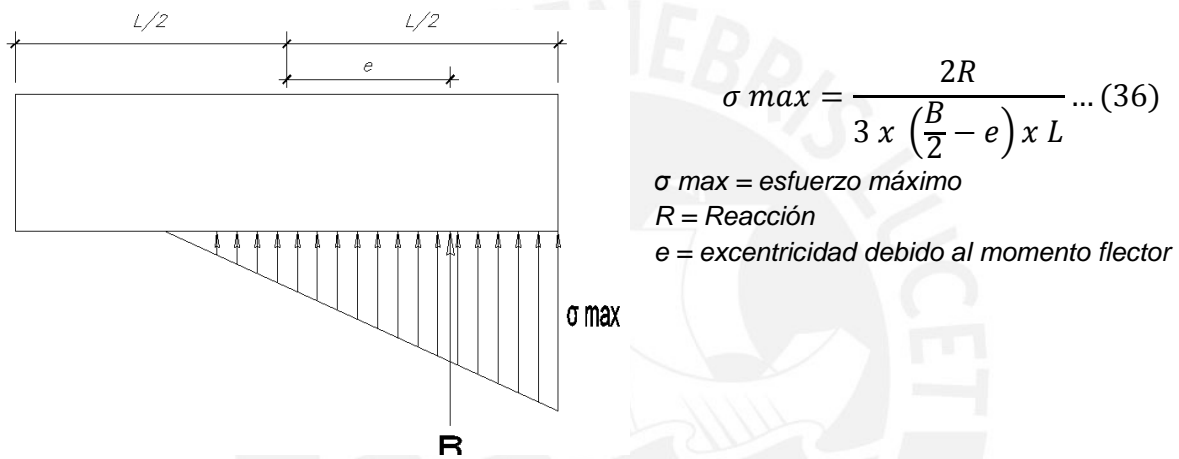


Figura 13.2 Redistribución esfuerzos de forma triangular

Los resultados de redistribución se muestran a continuación.

Cargas	Dirección	e	Ubicación	σ (tn/m ²)
Sismo	X	1,91	Extremo derecho	68,59
Sismo	Y	1,41	Extremo superior	37,25

Tabla 13.4 Redistribución de esfuerzos triangulares (5x5)

La carga máxima del terreno para sismo es de 5 kg/cm² = 50 tn/m²; Por lo tanto, para el sismo en dirección X, los esfuerzos son mayores a la capacidad máxima del terreno y se debe aumentar la longitud de la zapata en esa dirección. Se aumenta la distancia a 5.5 metros y se redistribuye de la siguiente forma.

Cargas	Dirección	e	Ubicación	σ (tn/m ²)
Sismo	X	1,91	Extremo derecho	48,24
Sismo	Y	1,41	Extremo superior	33,86

Tabla 13.5 Redistribución de esfuerzos triangulares zapata (5.5x5)

La dimensión colocada cumple con lo requerido y se procede a realizar el diseño de la zapata.

13.3 DISEÑO POR CORTE

El concreto de las zapatas debe soportar las cargas de corte existentes. Por lo tanto, el diseño por cortante determina el peralte de la zapata a utilizar. El diseño se divide en dos partes que se explican a continuación.

Cortante en una dirección

Para el cálculo de la cortante en una dirección, se determina la fuerza cortante a una distancia “d” de la cara de la placa. El valor “d” es el peralte efectivo de la zapata siendo igual a la altura menos 10 cm. Se asume un peralte tentativo de 90 cm para proceder con el cálculo de la cortante. La resistencia del concreto a la fuerza cortante se determina mediante la ecuación 2.

$$V_c \text{ xx} = 307.22 \text{ tn}$$

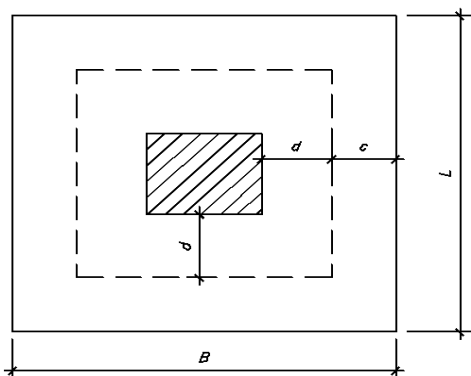
$$V_c \text{ yy} = 337.94 \text{ tn}$$

Se utilizan todas las combinaciones de carga de ambos sentidos para obtener la presión máxima aplicada en la zapata. En la siguiente tabla, se muestran las presiones obtenidas al aplicar las combinaciones de carga para ambas direcciones.

	Pu	Mux	Vux	Muy	Vuy	σu izq	σu der	σu inf	σu sup
1,4D+1,7L	446,78	-4,28	-19,52	-27,03	-20,11	16,42	16,08	17,43	15,07
1,25(D+L) +Sx	367,22	580,60	54,99			-9,68	36,39	13,35	13,35
1,25(D+L) -Sx	412,50	-589,25	-88,54			38,38	-8,37	15,00	15,00
1,25(D+L) +Sy	367,78			447,02	40,30	13,37	13,37	-6,13	32,88
1,25(D+L) -Sy	411,94			-492,80	-74,80	14,98	14,98	36,48	-6,52
0,9D +Sx	227,65	580,12	61,88			-14,73	31,29	8,28	8,28
0,9D -Sx	272,93	-589,72	-81,64			33,32	-13,47	9,92	9,92
0,9D +Sy	228,21			457,62	47,50	8,30	8,30	-11,67	28,27
0,9D -Sy	272,37			-482,20	-67,60	9,90	9,90	30,95	-11,14

Tabla 13.5 Esfuerzos obtenidos de las combinaciones de carga zapata PL1

La cortante última para cada sentido se obtiene aplicando una ecuación basada en el siguiente gráfico.



$$Vu = \sigma_u \times l \times c \dots (37)$$

σ_u = esfuerzo último

L = longitud de zapata

c = distancia restante descontando “d” de la cara al borde de la zapata

Figura 13.3 Área de influencia cortante

Para cada sentido, se aplica la misma fórmula mencionada anteriormente. Para el eje X, se obtiene un valor de 21,47 tn y para el eje Y un valor de 160,53 tn. Por lo tanto, el concreto resiste la fuerza cortante para ambos sentidos. Se verifica el peralte propuesto

Cortante en dos direcciones (punzonamiento)

Al igual que para la cortante en dos direcciones, se determina una sección alejada $d/2$ de la cara de la placa delimitando dos áreas. Un área externa fuera de la sección a $d/2$ y un área interna. Luego, mediante la siguiente fórmula se calcula la fuerza cortante por punzonamiento existente.

$$Vu = \sigma_u \times (A \text{ externa}) \dots (38)$$

Vu = fuerza cortante en dos direcciones

σ_u = esfuerzo último

$A \text{ externa}$ = área externa fuera de la sección a $d/2$ de la cara

Reemplazando valores para ambas direcciones se obtienen para el eje X un valor de 760,59 tn y para el eje Y un valor de 723,11 tn.

La fuerza cortante que resiste el concreto se obtiene del punto 11.12.2.1 de la Norma E.060 la cual menciona lo siguiente.

$$V_c = 0.53 \times \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \leq 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d \dots (39)$$

V_c = resistencia del concreto al punzonamiento

β = relación entre lados de la zapata

b_o = perímetro de la sección crítica delimitado por la sección ubicada a $d/2$ de la cara

d = peralte efectivo de la zapata

f'_c = resistencia del concreto a la compresión

Por lo tanto, para ambos ejes se obtiene un valor de

$$V_c = 1720,42 \text{ tn}$$

Al igual que para la cortante en una dirección, el peralte planteado resiste los esfuerzos de corte en dos direcciones. Se puede proseguir con el diseño por flexión de la zapata.

Diseño por flexión

Una vez determinado el peralte de la zapata, se calcula el refuerzo que debe poseer la zapata en ambas direcciones para resistir los momentos actuantes. Para el refuerzo inferior, se calcula el momento de los volados de la zapata en ambas direcciones por metro lineal hasta la cara de la placa. El refuerzo superior se coloca de acuerdo al acero mínimo exigido por la Norma E.060. A continuación se muestra una tabla resumen del proceso seguido para ambas direcciones.

	x	y
σ max (tn/m ²)	38,38	36,48
Volado (m)	1,85	1,6
d (m)	0,8	
M volado (tn.m)	65,67	46,70
Ku	10,26	7,30
ρ	0,28%	0,20%
As (cm ²)	22,4	16
Colocado	1" @ 0,2	1" @ 0,25

Tabla 13.6 Diseño refuerzo inferior zapata PL1

El acero mínimo exigido por la norma es igual a 14,4 cm² por metro lineal. Por lo tanto, la viga analizada cumple con el acero mínimo requerido por norma. Por último, se muestra una imagen final del diseño de la zapata PL1.

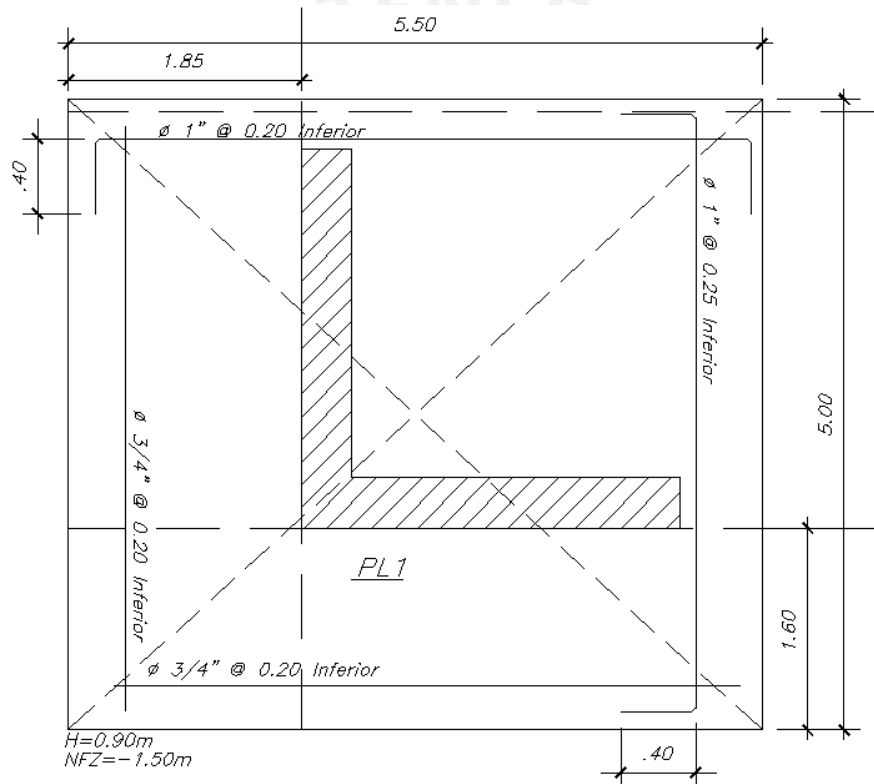


Figura 13.4 Diseño final zapata PL1

CAPITULO 14: COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- Se comprueba que, para esta estructura, los criterios usados para el predimensionamiento de elementos estructurales son muy confiables. Debido a que nos brindaron secciones que al momento de diseñarlas, no generaron elementos muy congestionados de acero.
- El uso de programas de computación para el análisis del edificio resulta ser muy práctico y otorga una gran ventaja respecto al ahorro de tiempo. Además el programa ETABS posee una opción que simula el proceso constructivo del edificio. Sin embargo, al ser un edificio de 4 pisos las variaciones producidas por asentamientos de los niveles son muy pequeñas y varían hasta un rango máximo de 3%. Por lo tanto, se pueden despreciar para el análisis.
- En ambas opciones, se realizó el análisis sísmico para verificar lo exigido en la Norma E.030. A continuación, se muestra una tabla resumen con los resultados obtenidos.

	Desplazamientos Eje X (cm)			Desplazamientos Eje Y (cm)		
	Relativos	Máximos permitidos	Azotea	Relativos	Máximos permitidos	Azotea
Opción 1	0,90	2,87	2,88	1,44	2,87	4,59
Opción 2	0,95	2,52	3,02	1,13	2,52	3,56

Tabla 14.1 Resumen desplazamientos opciones 1 y 2

En ambos casos, se cumple con lo exigido por la Norma. Por lo tanto, ambas opciones se desempeñan correctamente ante solicitaciones sísmicas.

- Las placas colocadas le otorgan una gran rigidez a la estructura analizada. Sin embargo, absorben gran cantidad de momentos y fuerzas cortantes producidas por el sismo lo que aumenta la cantidad de refuerzo colocado para ambas direcciones.
- Para el diseño de vigas, la distribución de estribos se rigió principalmente por el criterio de confinamiento. Esto es debido a la poca fuerza cortante que soportaban las vigas y pedían estribos con espaciamientos muy grandes.
- El criterio económico se realizó para obtener una idea de la diferencia de precios entre ambas. A continuación se muestra la tabla resumen en base a los precios calculados de acuerdo a la revista “Constructivo”.

	Vigas (S/)			Losa (S/)				Placas (S/)	
	Acero	Concreto	Encofrado	Acero	Concreto	Encofrado	Ladrillo	Concreto	Encofrado
Opción 1	20249	13685	11305	4271	10295	6805	2903	6970	4058
Opción 2	8669	5409	5132	12760	19395	29177	0	4646	2705

Tabla 14.2 Costos opciones 1 y 2

	Total costo (S/)
Opción 1	80500
Opción 2	87900

14.3 Resumen costos opciones 1 y 2

El global de ambos precios es igual a S/ 80500 para la opción 1 y de S/ 87900 para la opción 2. Como se mencionó en el capítulo 10, la opción 1 es más económica que la opción 2.

- Para los criterios arquitectónicos se usó de base el documento “criterios normativos para el diseño de locales de educación básica regular niveles inicial, primaria, secundaria y básica especial”. En este documento, la opción 2 cumplía con los requisitos exigidos; sin embargo, la opción 1 no cumplía con lo solicitado. Por lo tanto, la opción 2 era la más apropiada para el diseño ya que generaba una mejor comodidad para el ocupante.
- Se eligió la opción dos debido a que se priorizó el aspecto arquitectónico frente al económico. Esto es debido al uso del ambiente, se considera que un Aula-Taller debe brindar las comodidades al ocupante para que se desenvuelva mejor.
- Como comentario adicional, el uso de losa nervada en reemplazo del aligerado convencional nos otorga una mayor velocidad de construcción. Esto es debido a que el proceso constructivo de la losa nervada requiere menos actividades que el proceso constructivo del aligerado convencional otorgándonos un tren de actividades de menor duración y; por lo tanto, mayor velocidad de trabajo.
- En el diseño de columnas, se colocó igualmente el fierro mínimo exigido y los estribos regidos por el criterio de confinamiento. Para las placas, se consideró un ancho del núcleo de tal manera que la cuantía de esa sección este dentro del rango 1% a 6%.
- Para ninguna zapata, se consideró la condición de perimétrica debido a que se indicó que no había edificaciones en las zonas aledañas. Era un proyecto aislado.

BIBLIOGRAFÍA

1. BLANCO BLASO, ANTONIO: Apuntes del Curso Concreto Armado 2, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2006.
2. MORALES MORALES ROBERTO: Diseño en Concreto Armado, Instituto de la Construcción y Gerencia, Lima 2003
3. HARMSSEN TEODORO: Diseño de Estructuras de Concreto Armado, Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima 2005
4. Constructivo, Edición 96, Lima Octubre – Noviembre 2013
5. Reglamento Nacional de edificaciones, Norma E.020: Cargas, Lima 2009
6. Reglamento Nacional de edificaciones, Norma E.030: Diseño Sismoresistente, Lima 2009
7. Reglamento Nacional de edificaciones, Norma E.050: Suelos y Cimentaciones, Lima 2009
8. Reglamento Nacional de edificaciones, Norma E.060: Concreto Armado, Lima 2009
9. OTAZZI PASINO GIANFRANCO: Apuntes del Curso Concreto Armado, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2011
10. Criterios Normativos Para el Diseño de Locales de Educación Básica Regular Niveles de Inicial, Primaria, Secundaria y Básica Especial, Ministerio de Educación, Lima 2006
11. Kalmanok, Tablas para diseño de losas macizas rectangulares, <https://es.scribd.com/doc/62163007/TABLAS-Kalmanok-1>