

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

**DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO DE CONCRETO
ARMADO DE CINCO PISOS Y UN SEMISÓTANO UBICADO EN
LA CIUDAD DE AREQUIPA**

Tesis para optar el Título de **Ingeniero Civil**, que presenta el bachiller:

Jorge Andree Jaime Meza Gallegos

ASESOR: Juan Antonio Tomás Blanco Blasco

Lima, diciembre de 2014

RESUMEN

El presente trabajo consiste en el diseño estructural de un edificio multifamiliar con un semisótano y cinco pisos, que se ubica en el distrito de Cayma, en la ciudad de Arequipa. El terreno tiene un área de 400 m² aproximadamente. El área total construida es de 2000 m², el semisótano y los dos primeros niveles tienen áreas similares que bordean los 300 m²; mientras que del tercer al quinto piso las áreas son de 320 m² aproximadamente.

El sistema estructural del edificio está conformado por muros de corte, columnas y vigas de concreto armado. Los techos constan de losas aligeradas en una y dos direcciones y losas macizas armadas en dos direcciones, las que conforman el diafragma rígido de cada nivel. La cimentación está conformada por zapatas aisladas, zapatas combinadas, zapatas conectadas mediante vigas de cimentación y cimientos corridos.

El análisis sísmico se realizó de acuerdo a los parámetros de la Norma E 0.30 verificando que la estructura cumpla con los mismos. El modelo sísmico se realizó con el programa ETABS, obteniéndose mediante este análisis, la respuesta de la estructura ante el espectro de pseudo-aceleraciones proporcionado por la Norma, de donde se obtuvieron las sollicitaciones sísmicas bajo las que se encuentra cada elemento.

En cuanto a las cargas de gravedad se realizó el metrado de cada elemento para luego realizar el modelo correspondiente con la asistencia del programa SAP2000.





A mi madre, que desde el cielo

me da fortaleza para cumplir mis metas

A mi padre, por ser el mejor ejemplo,

como persona y profesional, que la vida me pudo dar

A mi Luchin, por ser la más grande

motivación que tengo en la vida.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	1
GENERALIDADES.....	1
1.1. OBJETIVO DEL PROYECTO	1
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
1.3. ARQUITECTURA DEL PROYECTO.....	1
1.4. REGLAMENTOS, CARGAS DE DISEÑO Y MATERIALES	3
Reglamentos	3
CAPÍTULO 2	6
ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO.....	6
2.1. OBJETIVOS DE LA ESTRUCTURACIÓN	6
2.2. CRITERIOS PARA ESTRUCTURAR.....	6
2.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN UTILIZADA.....	7
CAPÍTULO 3	9
PREDIMENSIONAMIENTO	9
3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN.....	9
3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES	9
3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN	9
3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA	10
3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS	10
3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS	11
3.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS	12
CAPÍTULO 4	14
METRADO DE CARGAS	14
4.1. METRADO PARA UNA LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL ARMADA EN UNA DIRECCIÓN.....	14
4.2. METRADO DE LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES.....	15
4.3. METRADO PARA UNA LOSA MACIZA.....	16
4.4. METRADO DE VIGAS PERALTADAS.....	17
4.5. METRADO DE COLUMNAS Y PLACAS	19
CAPÍTULO 5	22
ANÁLISIS SÍSMICO	22
5.1. GENERALIDADES	22

5.2.	CONSIDERACIONES PREVIAS	22
5.3.	ANÁLISIS MODAL.....	27
5.4.	ANÁLISIS ESTÁTICO.....	28
5.5.	ANÁLISIS DINÁMICO.....	30
CAPÍTULO 6	41
DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS	41
6.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	41
6.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	41
6.3.	DISEÑO POR CORTE.....	43
6.4.	REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA.....	43
6.5.	CORTE DE REFUERZO.....	44
6.6.	CONTROL DE DEFEXIONES	44
6.7.	EJEMPLO DE DISEÑO	44
CAPÍTULO 7	49
DISEÑO DE LOSAS MACIZAS	49
7.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	49
7.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	49
7.3.	DISEÑO POR CORTE.....	50
CAPÍTULO 8	51
DISEÑO DE VIGAS	51
8.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	51
8.2.	DISEÑO POR FLEXIÓN.....	51
8.3.	DISEÑO POR CORTE.....	52
8.4.	DEFLEXIONES	55
8.5.	CONTROL DE FISURACIÓN	55
8.6.	CORTE DEL REFUERZO.....	56
8.7.	EMPALMES POR TRASLAPE DE REFUERZO	57
8.8.	EJEMPLO DE DISEÑO	59
DISEÑO DE COLUMNAS	68
9.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL	68
9.2.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAxIAL	68
9.3.	DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL	69
9.4.	EFECTOS DE ESBELTEZ.....	69
9.4.1	Estructuras sin desplazamiento lateral.....	70
9.4.2	Estructuras con desplazamiento lateral	71
9.5.	DISEÑO POR CORTE.....	72

9.6.	EMPALMES POR TRASLAPE DE REFUERZO	74
9.7.	EJEMPLO DE DISEÑO	75
CAPÍTULO 10		81
DISEÑO DE MUROS DE CORTE (PLACAS).....		81
10.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	81
10.2.	REFUERZO MÍNIMO HORIZONTAL Y VERTICAL.....	81
10.3.	DISEÑO POR FLEXIÓN	81
10.3.1	MUROS ESBELTOS ($H/L \geq 1$).....	81
10.3.2	MUROS BAJOS ($H/L < 1$).....	82
10.4.	DISEÑO POR CORTE	82
10.5.	EMPALMES POR TRASLAPE DE REFUERZO.....	83
10.6.	EJEMPLO DE DISEÑO.....	83
CAPÍTULO 11		88
DISEÑO DE CIMENTACIONES		88
11.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	88
11.2.	DIMENSIONAMIENTO POR PRESIÓN ADMISIBLE	88
11.3.	VERIFICACIÓN DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO.....	91
11.4.	VERIFICACIÓN DEL CORTE POR FLEXIÓN.....	92
11.5.	DISEÑO POR FLEXIÓN	93
11.6.	EJEMPLO DE DISEÑO.....	94
CAPÍTULO 12		98
DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES.....		98
12.1.	DISEÑO DE ESCALERAS	98
12.2.	DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO	101
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		106
BIBLIOGRAFÍA.....		108

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.3.1 Semisótano	1
Figura 1.3.2 Primera planta.....	2
Figura 1.3.3 Tercera planta.....	2
Figura 2.3.1 Ejes de referencia	7
Figura 4.1.1 Losa aligerada convencional armada en una dirección	15
Figura 4.4.1 Áreas tributarias de la viga.....	17
Figura 4.4.2 Distribución de cargas últimas en la viga.....	19
Figura 4.5.1 Área tributaria de la columna a metrar	20
Figura 5.2.1 Mapa del Perú zonificado según la Norma	23
Figura 5.2.2 Configuración del proyecto y sus irregularidades	26
Figura 5.3.1 Vista en 3D del modelo estructural.....	27
Figura 5.5.1 Espectro para la dirección X-X.....	31
Figura 5.5.2 Espectro para la dirección Y-Y.....	32
Figura 5.5.3 Esquema del modelo considerando una conexión flexible.	36
Figura 5.5.4 Modelo para obtener fuerzas cortantes generadas en las gargantas de la zona central.....	38
Figura 5.5.1 Geometría de una losa aligerada (Harsem, 2002).....	41
Figura 6.5.1 Criterios para uniformizar el corte de refuerzo.....	44
Figura 6.7.1 Diagramas de momentos flectores para cada uno de los casos (tn.m)...	45
Figura 6.7.2 Diagramas de fuerzas cortantes.....	46
Figura 6.7.3 Esquema del paño	48
Figura 7.3.1 Distribución final de acero en los paños de losa maciza.....	50
Figura 8.3.1 Fuerza cortante de diseño en vigas (Norma E.0.60 2009).....	54
Figura 8.3.2 Requerimientos de estribos en vigas (Norma E.0.60 2009).....	55
Figura 8.5.1 Control de fisuración	56
Figura 8.7.1 Empalmes traslapados para vigas, losas y aligerados	59
Figura 8.8.1 Modelo a utilizar para la Viga V-01	59
Figura 8.8.2 Envoltorio de momentos flectores Viga V-01 (tn.m).....	60

Figura 8.8.3 Esquema de la viga con el acero calculado por flexión	60
Figura 8.8.4 Puntos teóricos de corte (cotas en m).	62
Figura 8.8.5 Distribución final del refuerzo por flexión de la viga V-1	62
Figura 8.8.6 Envolvente de fuerzas cortantes	63
Figura 8.8.7 Fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad M_n en los apoyos	64
Figura 8.8.8 Fuerzas cortantes y envolventes de diseño calculadas por capacidad... ..	64
Figura 8.8.9 Envolvente de fuerzas cortantes con sismo amplificado por 2.5.....	65
Figura 8.8.10 Diagrama de momentos flectores en condiciones de servicio para la viga V-1.....	67
Figura 9.5.1 Fuerza cortante de diseño según la Norma E.060.....	73
Figura 9.5.2 Disposiciones para el espaciamiento de estribos según la Norma E.06074	
Figura 9.6.1 Consideraciones para el empalme de refuerzo en columnas	75
Figura 9.7.1 Puntos (M_u , P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X. 77	
Figura 9.7.2 Puntos (M_u , P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y. 77	
Figura 9.7.3 Diseño final de columna p-1	80
10.6.1 Puntos (M_u , P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X.....	85
10.6.2 Puntos (M_u , P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y.....	85
Figura 10.6.3 Armado final de la placa.....	87
Figura 11.2.1 Zapata aislada con los ejes coordenados.....	89
Figura 11.2.2 Distribución asumida de esfuerzos en el terreno	90
Figura 11.2.3 Distribución de presiones según Meyerhof en caso existan tracciones	91
Figura 11.3.1 Sección crítica para verificación de corte por punzonamiento	92
Figura 11.4.1 Sección crítica para verificación de corte por flexión	93
Figura 11.5.1 Sección considerada en voladizo para el diseño por flexión.....	93
Figura 11.6.1 Diseño final de zapata en estudio.....	97
Figura 12.1.1 Modelo utilizado para el diseño del tramo de escalera	99
Figura 12.1.2 Diagrama de momento flector para la escalera en estudio	99
Figura 12.1.3 Diagrama de fuerza cortante para la escalera en estudio.....	100
Figura 12.1.4 Diseño final de escalera	101

Figura 12.2.1 Modelo utilizado para realizar el análisis estructural..... 103

Figura 12.2.2 Diagrama de fuerza cortante y momento flector del muro en estudio . 103

Figura 12.2.3 Distribución final de acero en muro de sótano..... 105



LISTA DE TABLAS

Tabla 3.5.1 Cortante aplicado en la base del 1º PISO debido al sismo.....	10
Tabla 3.5.2 Resistencia a fuerza cortante.....	11
Tabla 4.5.1 Geometría de la columna y peso propio de la columna.....	21
Tabla 4.5.2 Valores de carga muerta y carga viva en servicio	21
Tabla 4.5.3 Carga última a la que será sometida esta columna.....	21
Tabla 5.2.1 Factores Z según la norma E.0.30	23
Tabla 5.2.2 Clasificación con valores de “S” y “Tp”.....	24
Tabla 5.2.3 Factor U.....	25
Tabla 5.2.4 Valores de R según la Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente.....	25
Tabla 5.3.1 Análisis modal realizado en el ETABS	28
Tabla 5.4.1 Peso de la estructura en cada nivel	29
Tabla 5.4.2 Fuerza cortante en base correspondiente en cada dirección	30
Tabla 5.5.1 Fuerza cortante en la base de la estructura	32
Tabla 5.5.2 Fuerzas de diseño	33
Tabla 5.5.3 Control de derivas máximas en dirección X-X.....	33
Tabla 5.5.4 Control de derivas máximas en dirección Y-Y.....	34
Tabla 5.5.5 Control de los efectos de segundo orden (P-Delta).....	35
Tabla 5.5.6 Estabilidad al volteo	35
Tabla 5.5.7 Valores obtenidos en ambos modelos	37
Tabla 5.5.8 Tabla comparativa entre las derivas en la dirección X-X en ambos modelos	37
Tabla 5.5.9 Tabla comparativa entre las derivas en la dirección Y-Y en ambos modelos	38
Tabla 5.5.10 Fuerzas aplicadas a cada nivel.....	39
Tabla 5.5.11 Fuerza asignada a cada diafragma.....	39
Tabla 5.5.12 Cortantes obtenidos por modelo y resistencia al corte de la losa.....	39
Tabla 6.4.1 Cuantía de una losa según tipo de refuerzo según la Norma.....	43
Tabla 6.6.1 Valores de peralte mínimo según la Norma E.0.60	44

Tabla 6.7.1 Áreas de acero necesarias para resistir los momentos obtenidos.....	46
Tabla 6.7.2 Resistencia al corte del concreto y fuerza de corte actuante.....	47
Tabla 8.7.1 Clases de empalme por traslape en tracción (Norma E.0.60 2009)	57
Tabla 8.8.1 Análisis para los valores máximos a las secciones A, B, C, D y E	60
Tabla 8.8.2 Resistencias	61
Tabla 8.8.3 Cálculo del parámetro “Z” para el control de fisuración	67
Tabla 9.7.1 Cargas para el primer piso.....	75
Tabla 9.7.2 Combinaciones de carga	76
Tabla 9.7.3 Momentos nominales en los nudos para cada combinación	78
Tabla 9.7.4 Cargas de sismo amplificadas por 2.5.	79
Tabla 10.6.1 Cargas obtenidas del análisis estructural Placa 2	84
Tabla 10.6.2 Combinaciones de carga M_u y P_u para la Placa 2.....	84
Tabla 11.6.1 Cargas en servicio para diseño de zapata aislada	94
Tabla 11.6.2 Tabla de diseño para la zapata en estudio.....	97

CAPÍTULO 1 GENERALIDADES

1.1. OBJETIVO DEL PROYECTO

Realizar el diseño estructural de un edificio multifamiliar ubicado en la ciudad de Arequipa, presentándose los resultados en un juego de planos estructurales.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El presente proyecto es un edificio de vivienda multifamiliar con cinco pisos y un semisótano ubicado en el distrito de Cayma en la ciudad de Arequipa sobre un suelo con capacidad portante de 3.5 kg/cm².

El área del terreno es de aproximadamente 400 m². El área techada en el semisótano y los dos primeros pisos es de 300 m²; mientras que, en los niveles superiores el área techada se incrementa y bordea los 320 m².

El diseño sísmico se realizó con la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente E0.30. Se realizó el análisis dinámico con el espectro proporcionado por la Norma y se escaló con el análisis estático según indicaciones de la misma.

1.3. ARQUITECTURA DEL PROYECTO

El edificio de vivienda multifamiliar consta de 5 niveles y un semisótano. Los estacionamientos se ubican en el semisótano al igual que la cisterna y los depósitos. En cuanto a los pisos superiores se distribuyen dos departamentos en cada uno.

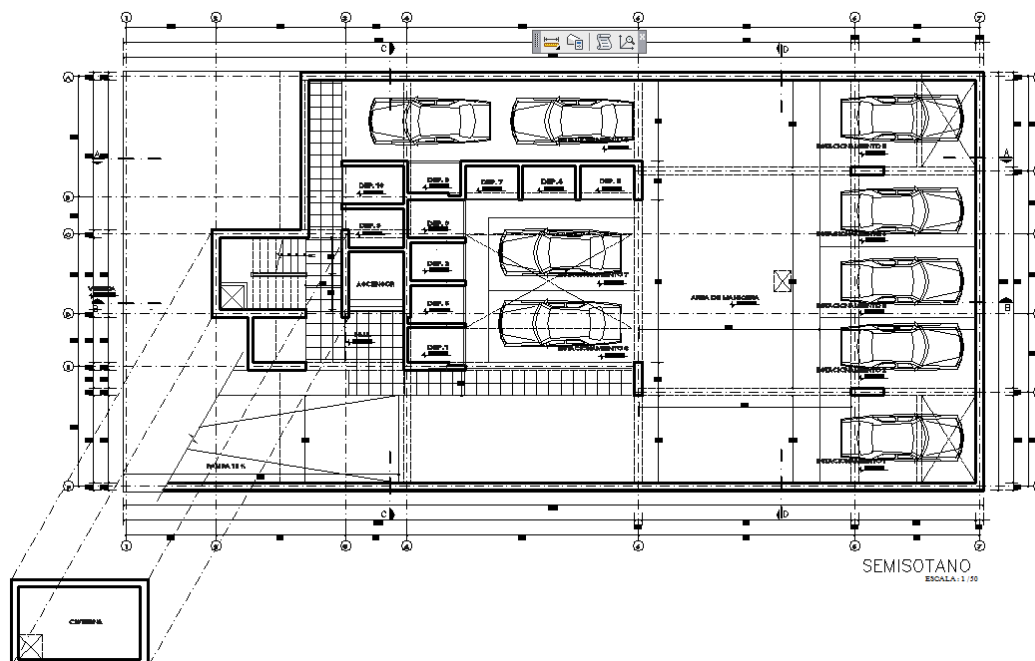
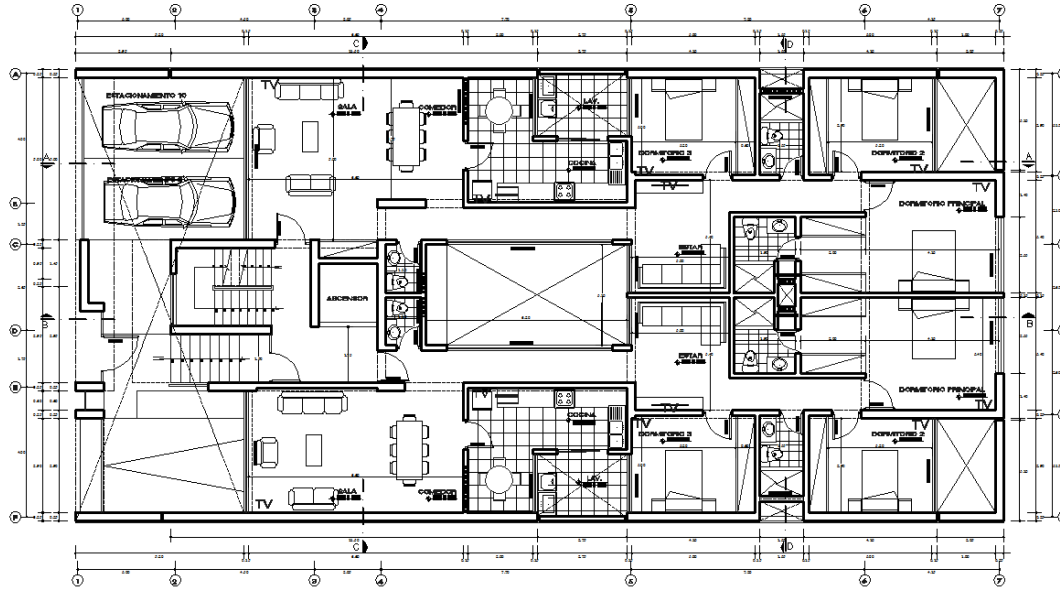


Figura 1.3.1 Semisótano

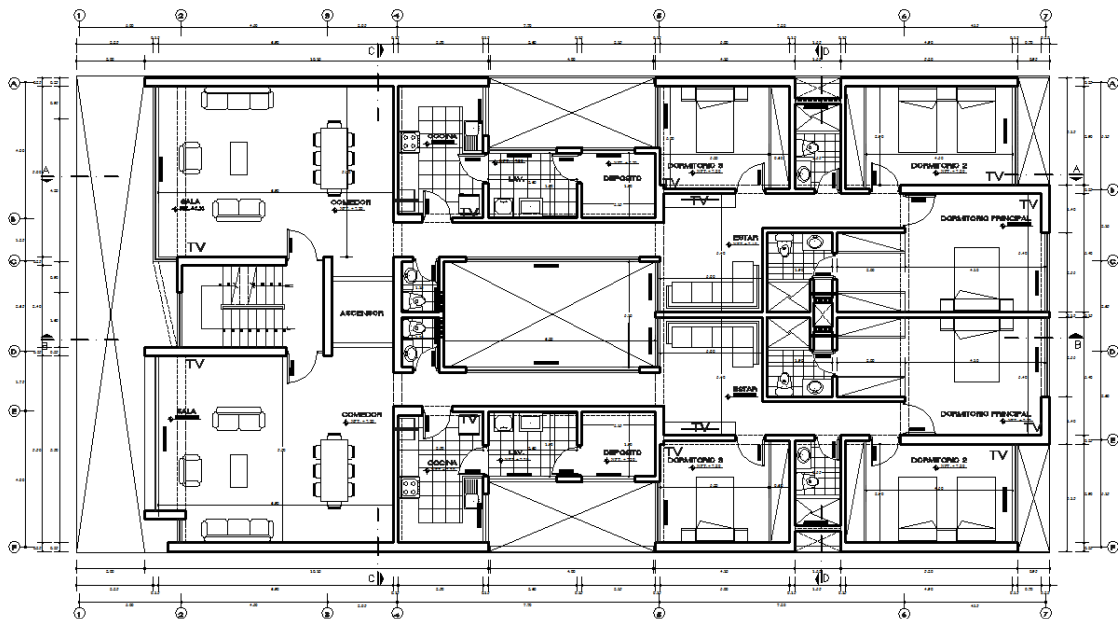
En el primer piso se encuentra el ingreso principal al edificio y una pequeña recepción, para luego pasar a dos departamentos de 150 m² cada uno. Esta distribución se asemeja a la del segundo nivel.



PRIMERA PLANTA

Figura 1.3.2 Primera planta

Del tercer al quinto nivel el área techada se incrementa en 20 m² aproximadamente, con una distribución similar a la de los pisos inferiores con la única diferencia de que la sala-comedor es más grande.



TERCERA PLANTA

Figura 1.3.3 Tercera planta

La altura de piso a piso es de 2.80m, con lo que se obtiene una altura de piso terminado a fondo de viga de 2.10 m.

Finalmente, el edificio cuenta con una escalera y un ascensor ubicados en la zona frontal; es importante resaltar que el ascensor entrega directamente a cada uno los dos departamentos de los pisos superiores.

1.4. REGLAMENTOS, CARGAS DE DISEÑO Y MATERIALES

Reglamentos

Se utilizaron las siguientes normas del Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E):

- Norma E.0.20 Cargas
- Norma E.0.50 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente
- Norma E.0.60 Concreto Armado

Cargas de diseño

La Norma de Cargas E.0.20 establece los valores mínimos de las cargas que deben utilizarse en el diseño de cualquier edificación, dependiendo del uso que se le dé a la misma. Las cargas a considerar son las cargas muertas, cargas vivas y cargas de sismo.

Cargas muertas (CM): Se consideran cargas muertas a aquellas que permanecen constantes en el tiempo, tanto en magnitud como en posición. Se tienen en cuenta el peso propio de la estructura, tabiques, parapetos, acabados, entre otros elementos soportados por la estructura.

Cargas Vivas (CV): Se considera el peso de los ocupantes, equipos, materiales, muebles móviles soportados por la edificación.

Cargas de Sismo (S): Son aquellas que se generan sobre la estructura debido a la acción de un sismo.

Los elementos estructurales se diseñaron siguiendo el **Diseño por Resistencia** que consiste en amplificar las cargas de servicio mediante **factores de carga** y reducir la resistencia nominal de los elementos mediante **factores de reducción de resistencia**.

Cada elemento debe cumplir con la siguiente relación:

RESISTENCIA DE DISEÑO \geq RESISTENCIA REQUERIDA

$$\phi R_n \geq C_1 * S_1 + C_2 * S_2 + \dots + C_n * S_n$$

Donde:

- ϕR_n : Resistencia de diseño o resistencia suministrada
- ϕ : Factor de Reducción de resistencia ($\phi \leq 1$)
- R_n : Resistencia nominal
- S_n : Solicitaciones por cargas de servicio especificadas
- C_n : Factor de carga o amplificación

La Norma de Concreto E.0.60 establece combinaciones de cargas que se muestran a continuación:

- U1 = 1.4CM + 1.7CV
- U2 = 1.25(CM + CV) \pm S
- U3 = 0.9CM \pm S

Por otro lado, la Norma E.0.60 también establece los factores de reducción de resistencia que se muestran a continuación:

- | | |
|---------------------------------|------|
| - Flexión sin fuerza axial | 0.90 |
| - Tracción y flexo-tracción | 0.90 |
| - Compresión y flexo-compresión | 0.70 |
| - Corte y torsión | 0.85 |

Materiales

Los materiales considerados para el diseño son:

Concreto Armado

Es la mezcla de cemento Portland o cualquier otro cemento hidráulico, agregado fino, agregado grueso y agua, con o sin aditivos que conforman una masa moldeable que luego de un tiempo fragua volviéndose maciza. En su interior lleva embebido acero de refuerzo, conformando así un material único. Este material compuesto es capaz de resistir los esfuerzos a los que están sometidos los elementos de concreto armado.

En este proyecto se utilizó concreto con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión 210 kg/cm^2
- Módulo de Poisson 0.15
- Módulo de elasticidad $15000 \sqrt{f'c} \text{ kg/cm}^2$

Armadura de Acero: constituida por barras de acero corrugado Grado 60 (ASTM A615), que cuentan con las siguientes propiedades:

- Esfuerzo de fluencia (f_y) 4200 kg/cm^2
- Resistencia mínima a la tracción a la rotura (f_u) 6300 kg/cm^2
- Módulo de elasticidad (E) 2000000 kg/cm^2



CAPÍTULO 2 ESTRUCTURACIÓN DEL EDIFICIO

2.1. OBJETIVOS DE LA ESTRUCTURACIÓN

La estructuración a adoptar debe cumplir tanto con los requisitos estructurales como con los requisitos arquitectónicos, buscando siempre cumplir con los criterios básicos, como simetría, simplicidad y regularidad. Todo esto con el objetivo de que la estructura resultante ofrezca un nivel de seguridad razonable, respete el diseño arquitectónico y sea económicamente viable.

2.2. CRITERIOS PARA ESTRUCTURAR

Simetría y simplicidad

Mientras más simétrica y simple sea una estructura tendrá un mejor comportamiento ante sollicitaciones sísmicas, por las siguientes razones:

- Es más probable que el comportamiento de la estructura durante un sismo sea similar al que se predijo para su diseño.
- Los modelos sísmicos que se realizan durante el diseño son más fiables si es que la estructura es simétrica y sencilla.
- Reduce la probabilidad de errores en el proceso de construcción, debido a la repetición de los elementos.

Uniformidad y continuidad de la estructura

La estructura debe ser continua tanto en planta como en elevación, en este caso se puede observar a simple vista que no se puede cumplir con ninguno de los dos criterios debido a que la estructura presenta discontinuidades en planta (el ducto central y los ductos en los extremos de la zona central). Por otro lado, al cambiar la planta del 1º al 2º nivel una de las placas reduce su sección, si bien la reducción no es muy significativa en comparación con la cantidad de placas que se tiene en esa dirección, no se cumplen los criterios de uniformidad y continuidad. Por ello, más adelante se realizará un análisis más detallado para superar las discontinuidades en planta.

Rigidez lateral

La estructuración del edificio debe ser tal que satisfaga los requerimientos de la Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente de derivas máximas permitidas en concreto armado. Si una estructura no tiene la suficiente rigidez lateral tendrá desplazamientos muy

grandes al presentarse un sismo, lo cual generará daños a la estructura. Esto último convertiría a la edificación en un lugar inseguro para sus ocupantes en caso de sismo. Por ello en este proyecto se brindó la suficiente rigidez lateral a la estructura, superando ampliamente los requisitos de la Norma.

2.3. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURACIÓN UTILIZADA

En esta edificación se eligieron dos direcciones, X e Y. En la dirección X se colocaron grandes placas a lo largo del límite de la propiedad y en la zona de escaleras. Por otro lado, en la dirección Y se colocaron placas y columnas donde la arquitectura lo permitía. Se trató de que las placas y columnas orientadas en la dirección Y-Y formen pórticos y no trabajen en voladizo, por lo tanto, se colocaron vigas para unir estos elementos.

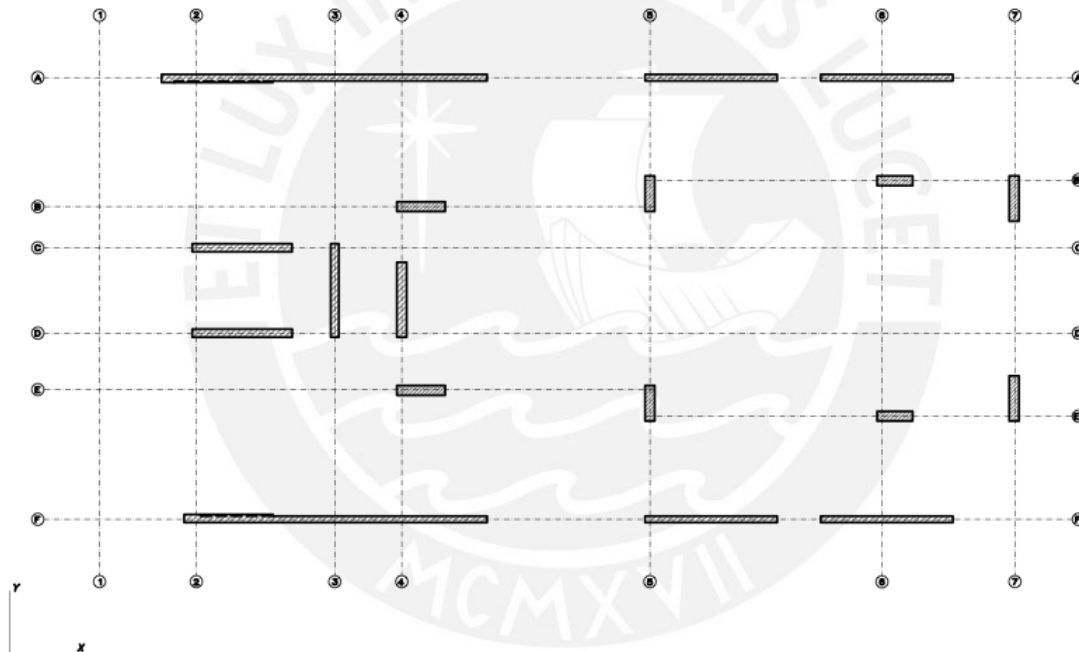


Figura 2.3.1 Ejes de referencia

Las vigas se colocaron, por lo general, en zonas donde no afectara la arquitectura. Además se colocaron vigas chatas donde existen tabiques paralelos a la dirección de los aligerados. También se colocaron vigas chatas en las zonas donde, por razones de arquitectura, no se podía colocar una viga peraltada para formar un pórtico con alguna placa.

En cuanto a los techos, se pudieron diferenciar tres zonas bien definidas. En la parte frontal se utilizaron losas aligeradas en una dirección de 20 cm. En la zona central,

donde se forma una garganta, se utilizó una losa maciza de 20 cm, con la finalidad de garantizar el correcto desempeño del diafragma rígido. Además, en la zona posterior se utilizó un aligerado de 25 cm en dos direcciones, debido a las luces del paño. Las razones por las cuales se eligió este tipo de techo se explicarán detalladamente en el capítulo siguiente. Finalmente, se colocaron en las losas aligeradas en una dirección viguetas de amarre perpendiculares a la dirección del aligerado, con la finalidad de distribuir mejor las cargas sobre las viguetas.



CAPÍTULO 3 PREDIMENSIONAMIENTO

3.1. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

Según Blanco (1992) es posible predimensionar las losas armadas en una dirección y para sobrecargas normales (no superiores a 300 kg/cm²), mediante la relación

$h = \frac{luz\ libre}{25}$ donde h es el espesor del aligerado.

$$espesor (h) = \frac{hluz\ libre}{25} \rightarrow \frac{5.5}{25} = 0.22\ m$$

Para este caso se tiene una luz de 5.5 m, la cual da un espesor tentativo de 0.22m. Blanco (1992) afirma que se puede utilizar este tipo de losas para luces de hasta 5.5m, además, se eligió este tipo de losas por no existir tabiques perpendiculares al aligerado en la zona donde serán utilizadas.

3.2. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

En el proyecto existe un paño de 6.90 m x 7.00 m, que fue predimensionado con los criterios sugeridos por Blanco (1992), donde se indica lo siguiente:

“Los aligerados armados en dos direcciones se usan generalmente cuando se tienen paños más o menos cuadrados y de luces mayores a los 6 m.

En estos casos se podrá considerar:

h = ,25 para luces comprendidas entre 6,5 y 7,5 m

h= ,30 para luces comprendidas entre 7 y 8,5 m”

En este caso se tiene una losa prácticamente cuadrada y de una sobrecarga de 200 kg/m²; por lo tanto, se eligió una losa aligerada en dos direcciones de 25 cm de espesor.

3.3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSAS MACIZAS ARMADAS EN UNA DIRECCIÓN

Se puede observar claramente que las dimensiones de los paños donde se utilizaron losas macizas son pequeñas. Por lo tanto, el criterio por el que se decidió utilizar losa maciza en esa zona no es debido a las cargas de gravedad, sino al cortante generado por el sismo. Al tener un ducto central y uno en cada extremo se forma una garganta que podría ser susceptible a fallar por cortante en caso de un sismo severo; es por

ello, que más adelante se verifica este corte en esa zona. El espesor tentativo que se colocó en la zona mencionada es de 0.20 m.

3.4. PREDIMENSIONAMIENTO DE ESCALERA

La única escalera del proyecto consta de dos tramos iguales que deben cubrir una altura típica de 2.80 m, que se traduce en 16 contrapasos de 0.175 m y pasos de 0.25 m.

Se predimensionó la escalera para una luz libre de 2.95 m, ya que se asume que los descansos sirven como apoyo a la escalera y por lo tanto se considera como luz libre la distancia medida entre los puntos medios de cada descanso.

$$\text{espesor } (h) = \frac{\text{luz libre}}{25} \rightarrow \frac{2.95}{25} = 0.12 \text{ m}$$

La espesor de la garganta elegido fue de 0.15 cm

3.5. PREDIMENSIONAMIENTO DE PLACAS

Si bien no existe un criterio preciso de obtener valores aproximados de las dimensiones de las placas de un edificio, se puede verificar que las dimensiones (longitud y espesor) elegidos para la placa cumplan con el cortante aplicado por el sismo. Es importante notar que las dimensiones de las placas se encuentran limitadas a los requisitos de arquitectura.

Por lo mencionado, se siguió el siguiente procedimiento, dadas las dimensiones de la placa (arquitectura) se asume que el refuerzo horizontal que se le proporcionará a la placa es el mínimo indicado por la Norma E.0.60 de Concreto Armado. A continuación se procede a calcular su resistencia a fuerza cortante ($\phi(V_c + V_s)$), luego este valor es comparado con el cortante aplicado en la base debido al sismo (V_u), de esta forma se verifica que la placa es adecuada. Es importante recalcar que la placa podrá resistir un cortante considerablemente mayor, ya que se partió de una cuantía mínima.

Tabla 3.5.1 Cortante aplicado en la base del 1º PISO debido al sismo

DIRECCIÓN	Longitud (m)	Espesor	Vu (ton)
X (PLACA 2)	4.10	0.20	31.7
Y (PLACA 7)	2.325	0.30	99

Tabla 3.5.2 Resistencia a fuerza cortante

DIRECCIÓN	Longitud (m)	Vc (ton)	Vs (ton)	$\emptyset Vn$ (ton)
X (PLACA 2)	4.10	50.4	69.86	102.2
Y (PLACA 7)	2.325	42.4	55.1	82.9

Los valores mostrados para Vu se obtuvieron del análisis sísmico PRELIMINAR en ambas direcciones. Para el análisis se considera una masa aproximada de 290 ton por piso.

Por otro lado, los valores de Vs que se muestran en la tabla corresponden a la resistencia a la cortante asociada a un refuerzo de 3/8" en dos capas cada 25 en la dirección X-X y cada 20 en la dirección Y-Y. Esto obedece a la cuantía mínima de 0.0025 indicada en la Norma E.0.60.

Finalmente, al comparar los valores de Vu y $\emptyset Vn$ se concluye:

- En la dirección X-X se tiene mucho más resistencia de la necesaria; por lo que se podría ajustar un poco más las dimensiones de esta placa.
- En la dirección Y-Y se tiene, por el contrario, que la resistencia es menor que la necesaria. Es necesario considerar que se está predimensionando con la cuantía mínima de refuerzo horizontal; por lo que se puede pensar en aumentar este valor hasta que la placa tenga la capacidad necesaria.

3.6. PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Se pueden distinguir claramente dos tipos de vigas en este proyecto

- Vigas sísmicas: El efecto del sismo es el que gobierna el diseño en estas vigas, ya que se encuentran formando pórticos fuertes que soportan el sismo en la dirección Y-Y.
- Vigas de "gravedad": En este caso, las cargas verticales gobierna el diseño de estas vigas, ya que no forman pórticos "fuertes" y tienen áreas tributarias grandes.

Para predimensionar las vigas se empleó el criterio propuesto por Blanco (1992):

$$peralte = \frac{luz\ libre}{10} \text{ ó } \frac{luz\ libre}{12}$$

En este proyecto la viga con luz libre más grande es de 7.00 m; por lo tanto se predimensionó de la siguiente manera:

$$peralte = \frac{7.00}{12} = 0.583\ m$$

Se eligió un peralte de 0.65 m (que cumpla con altura libre de 2,10 m) y un ancho de 0.30 m, ya que la mayoría de columnas tiene ese espesor. De esta forma se proporciona mayor rigidez a los pórticos de la estructura y por ende mayor rigidez lateral a la estructura (dirección Y-Y), lo que colabora con el control de desplazamientos laterales.

3.7. PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Las columnas presentan las siguientes características:

- Áreas tributarias relativamente grandes, pero al ser el proyecto de 5 niveles más un semisótano, la carga que soportan no es muy grande.
- La ubicación de las columnas se encuentra limitada a las restricciones de arquitectura.
- Algunas columnas no fueron diseñadas sólo por cargas de gravedad, sino que al formar pórticos importantes, el sismo rige el diseño. Por lo tanto, este predimensionamiento sólo se utilizó para columnas que trabajan exclusivamente bajo cargas de gravedad.

Se utilizó una expresión presentada en Blanco (1992), la cual se muestra a continuación:

$$\text{Área bruta} = \frac{\text{Carga de servicio}}{0.45f'c}$$

La expresión mostrada se utilizó de la siguiente manera: En primer lugar se asumió un tamaño inicial de la columna, para luego verificar que, para la carga actuante en

servicio y el área asumida, el concreto trabaje con valor de esfuerzo en compresión menor o igual al 45% de $f'c$.

Se toma como ejemplo la columna ubicada entre los ejes B' y 6 de sección 30x110:

- Área tributaria = 30 m^2
- Carga en servicio = Área tributaria x número de pisos x 1.2 tn/m^2 (se considera 1.2 tn/m^2 , debido a que se observa que en esta zona del edificio existe gran cantidad de tabiquería)
- Carga en servicio = $30 \times 6 \times 1.2 = 216 \text{ ton}$.
- Esfuerzo en la base de la columna = Carga en servicio/Área sección = $216000/3300 = 65.5 \text{ kg/cm}^2$.

Este valor representa el 31.2% de $f'c$ para un concreto de 210 kg/cm^2 y al estar por debajo del 45% y no muy alejado de este valor, se considera que la sección es adecuada para dicha columna. Finalmente, se decide utilizar concreto de 210 kg/cm^2 para todos los elementos de la estructura.

CAPÍTULO 4

METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas consiste en estimar las cargas de gravedad actuantes sobre la estructura, las cuales se reparten sobre sus diferentes elementos.

Los elementos que conforman una estructura deben estar diseñados para soportar las cargas que se aplican sobre ellos. Es por ello que la Norma de Cargas E.0.20 brinda valores mínimos para estimarlas.

Las cargas de gravedad se pueden dividir en dos grupos: Cargas vivas (CV) y cargas muertas (CM).

Para estimar las cargas muertas se considerarán los siguientes pesos unitarios de los diferentes materiales:

- | | |
|-------------------------------------------|------------------------|
| • Concreto armado | 2400 kg/m ³ |
| • Albañilería hueca (tipo “pandereta”) | 1400 kg/m ³ |
| • Aligerados (h=20 cm) | 300 kg/m ² |
| • Aligerados (h=25 cm) | 350 kg/m ² |
| • Aligerados en dos direcciones (h=25 cm) | 420 kg/m ² |
| • Piso terminado | 100 kg/m ² |

En cuanto a las cargas vivas se utilizarán las cargas dadas por la Norma E.0.20

- | | |
|--------------------------|-----------------------|
| • Viviendas | 200 kg/m ² |
| • Azotea | 100 kg/m ² |
| • Corredores y escaleras | 200 kg/m ² |

4.1. METRADO PARA UNA LOSA ALIGERADA CONVENCIONAL ARMADA EN UNA DIRECCIÓN

El metrado para este tipo de elementos se realiza para franjas tributarias de 40 cm, que es el ancho típico del ala una vigueta que conforma un aligerado.

Se pueden diferenciar dos tipos de cargas actuantes sobre este tipo de elementos. En primer lugar, las cargas uniformemente repartidas a lo largo de la vigueta y; en segundo lugar, las cargas concentradas provenientes por lo general, de tabiques orientados perpendicularmente a la dirección del aligerado.

Se presenta el metrado del aligerado ubicado entre los ejes 3 y 4 a partir del 2° nivel. Éste es de un solo tramo y no presenta ninguna carga puntual proveniente de tabiques perpendiculares.

Carga muerta

Peso propio	$300 \times 0.40 = 120 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 0.40 = 40 \text{ kg/m}$
CM total	= 160 kg/m

Carga viva

Sobrecarga	$200 \times 0.40 = 80 \text{ kg/m}$
CV total	= 80 kg/m

Luego, las cargas se llevan a cargas últimas utilizando los factores de amplificación dados en la Norma E.0.60 de Concreto Armado, 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva.

Carga última repartida $1.4 \times 160 + 1.7 \times 80 = 360 \text{ kg/m}$

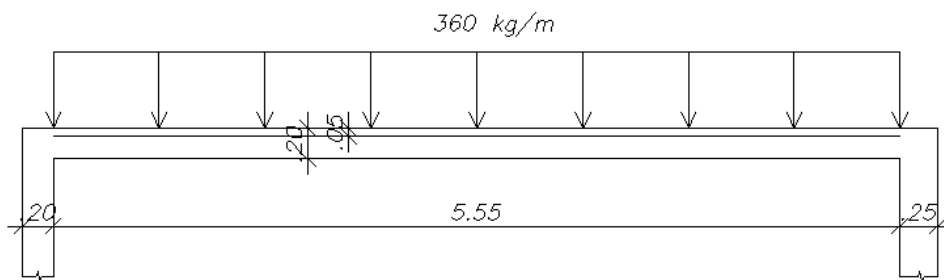


Figura 4.1.1 Losa aligerada convencional armada en una dirección

4.2. METRADO DE LOSAS ALIGERADAS ARMADAS EN DOS DIRECCIONES

Como se mencionó en el capítulo de estructuración, se tiene un paño de 7.00 x 6.90m; por lo tanto, se decidió utilizar un aligerado armado en dos direcciones de 25 cm de espesor. Para este tipo de aligerado se consideraron todas las cargas distribuidas, por ello y por la gran cantidad de tabiques en el paño, se halló una carga por m^2 . A continuación se presenta el metrado del paño ubicado entre los ejes 5 y 6.

Carga muerta

Peso propio	420 kg/m^2
Piso terminado	100 kg/m

Longitud de tabiquería sobre el paño 25.5 m

Peso tabiquería (espesor 15 cm, altura piso techo 2.6 m)

$$\frac{25.5 \times 1400 \times 2.6 \times 0.15}{6.9 \times 7.0} = 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$\text{CM total} = 810 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

Sobrecarga 200 kg/m

$$\text{CV total} = 200 \text{ kg/m}^2$$

Luego, las cargas se llevan a cargas últimas utilizando los factores de amplificación dados en la Norma E.0.60 de Concreto Armado, 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva.

$$\text{Carga última repartida} \quad 1.4 \times 810 + 1.7 \times 200 = 1480 \text{ kg/m}$$

4.3. METRADO PARA UNA LOSA MACIZA

Las losas macizas pueden estar armadas en una o dos direcciones, en ambos casos se encuentran sometidas a cargas perpendiculares a su plano, las cargas de gravedad provienen de su peso propio, piso terminado, sobrecarga y en caso hubieran tabiques, estos se reparten por metro cuadrado en el área tributaria de la losa. En el caso de este proyecto, se tienen losas macizas armadas básicamente en una dirección, pero como se mencionó anteriormente, éstas se colocaron exclusivamente por razones sísmicas. Además, se puede apreciar que la carga que puedan tener no es muy importante.

Aunque se puede apreciar a simple vista que la carga que puedan tener no es muy importante, es necesario realizar el metrado de la losa maciza ubicada entre los ejes 4 y 5 a partir del primer nivel.

Carga muerta

Peso propio $2400 \times 0.20 = 480 \text{ kg/m}^2$

Piso terminado 100 kg/m^2

$$\text{CM total} = 580 \text{ kg/m}^2$$

Carga viva

Sobrecarga 200 kg/m
CV total = 200 kg/m

Luego, las cargas se llevan a cargas últimas utilizando los factores de amplificación dados en la Norma E.0.60 de Concreto Armado, 1.4 para carga muerta y 1.7 para carga viva.

Carga última repartida $1.4 \times 580 + 1.7 \times 200 = 1152 \text{ kg/m}$

4.4. METRADO DE VIGAS PERALTADAS

Las vigas peraltadas se encuentran sometidas a cargas de gravedad y a cargas sísmicas, pero algunas de ellas soportan poca carga sísmica y mucha carga de gravedad. Las últimas provienen de las losas que llegan a la viga, su peso propio, tabiques y parapetos.

A continuación se presenta el metrado de una viga sometida, básicamente, a cargas de gravedad. La viga es la V-1 y se ubica en el eje E' entre los ejes 5 y 7.

En la figura se muestran las áreas tributarias de la viga (zonas achuradas). Para calcular las áreas tributarias se utilizó el criterio brindado por la Norma E.0.20.

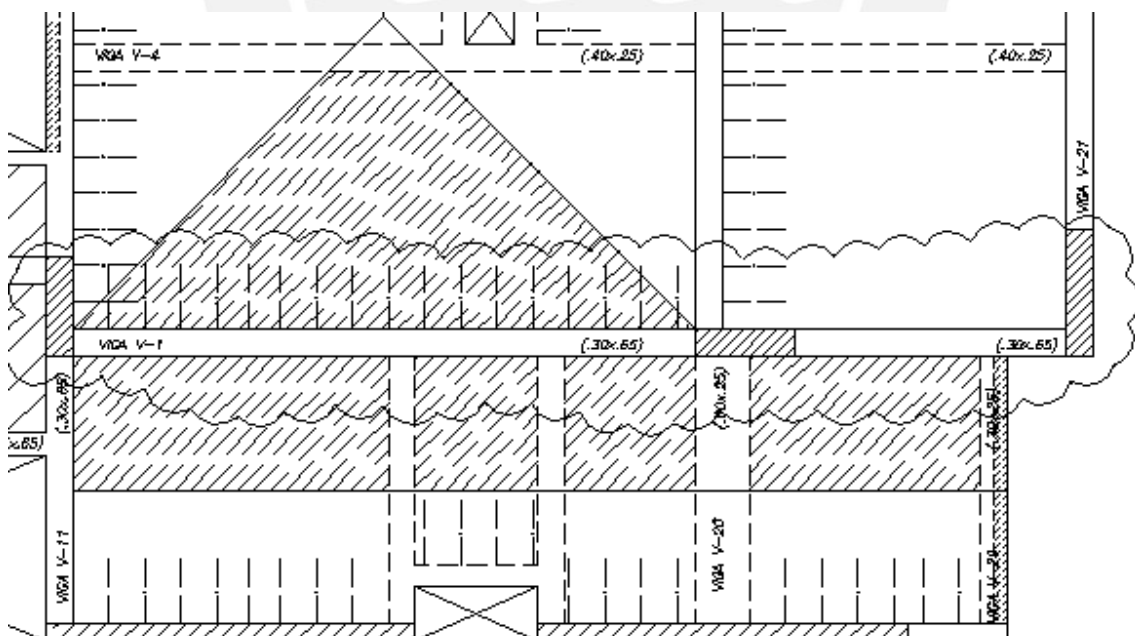


Figura 4.4.1 Áreas tributarias de la viga

Primer tramo**Carga muerta (losa aligerada en una dirección Lt=1.5 m)**

Peso losa	$350 \times 1.5 = 525 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 1.5 = 150 \text{ kg/m}$
Tabique	$.15 \times 2.1 \times 1400 = 440 \text{ kg/m}$
Cargas puntuales	$730 \times 1.5 = 1090 \text{ kg}$
CM total	= 1115 kg/m

Carga viva (losa aligerada en una dirección Lt=1.5 m)

Sobrecarga	$200 \times 1.5 = 300 \text{ kg/m}$
CV total	= 300 kg/m

Llevando las cargas a cargas últimas

Carga última repartida	$1.4 \times 1115 + 1.7 \times 300 = 2070 \text{ kg/m}$
Carga última puntal	$1.4 \times 1100 = 1540 \text{ kg}$

Carga muerta (losa aligerada en dos direcciones Lt=3.45 m)

Peso losa	$420 \times 3.45 = 1450 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 3.45 = 345 \text{ kg/m}$
Tabiquería (REPARTIDA)	$290 \times 3.45 = 1000 \text{ kg/m}$
CM total	= 2795 kg/m

Carga viva (losa aligerada en dos direcciones Lt=3.45 m)

Sobrecarga	$200 \times 3.45 = 690 \text{ kg/m}$
CV total	= 690 kg/m

Llevando las cargas a cargas últimas

Carga última repartida	$1.4 \times 2795 + 1.7 \times 690 = 5100 \text{ kg/m}$
-------------------------------	--------------------------------------------------------------------------

Segundo tramo

Carga muerta (losa aligerada en una dirección Lt=1.5 m)

Peso losa	$350 \times 1.5 = 525 \text{ kg/m}$
Piso terminado	$100 \times 1.5 = 150 \text{ kg/m}$
Tabique	$.15 \times 2.1 \times 1400 = 440 \text{ kg/m}$
Cargas puntuales	$450 \times 1.5 = 1010 \text{ kg}$

CM total = 1115 kg/m

Carga viva (losa aligerada en una dirección Lt=1.5 m)

Sobrecarga $200 \times 1.5 = 300 \text{ kg/m}$

CV total = 300 kg/m

Llevando las cargas a cargas últimas

Carga última repartida $1.4 \times 1220 + 1.7 \times 300 = 2070 \text{ kg/m}$

Carga última puntal $1.4 \times 1010 = 1415 \text{ kg}$

En la figura se muestra la distribución de cargas últimas en la viga.

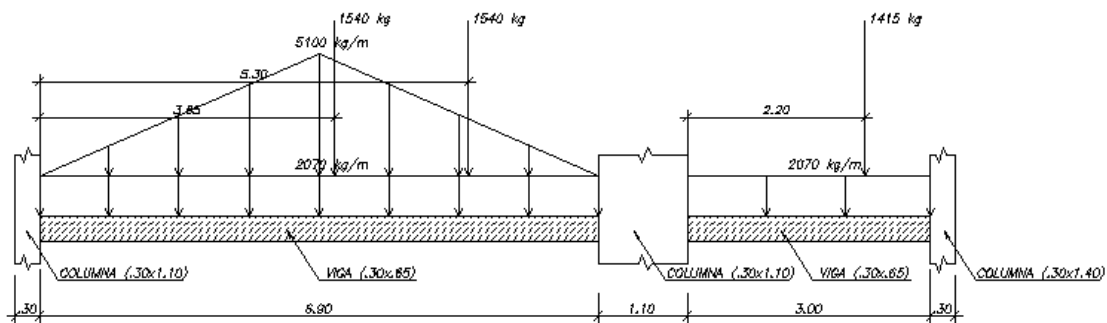


Figura 4.4.2 Distribución de cargas últimas en la viga

4.5. METRADO DE COLUMNAS Y PLACAS

A continuación se presenta el metrado de cargas de gravedad tanto de columnas como placas. Para ello, se utilizó el concepto de área tributaria en columnas y se

hallaron los valores de todas las cargas actuantes en ella. Se realizó el metrado de carga muerta y carga viva de la columna ubicada entre los ejes 6 y B´.

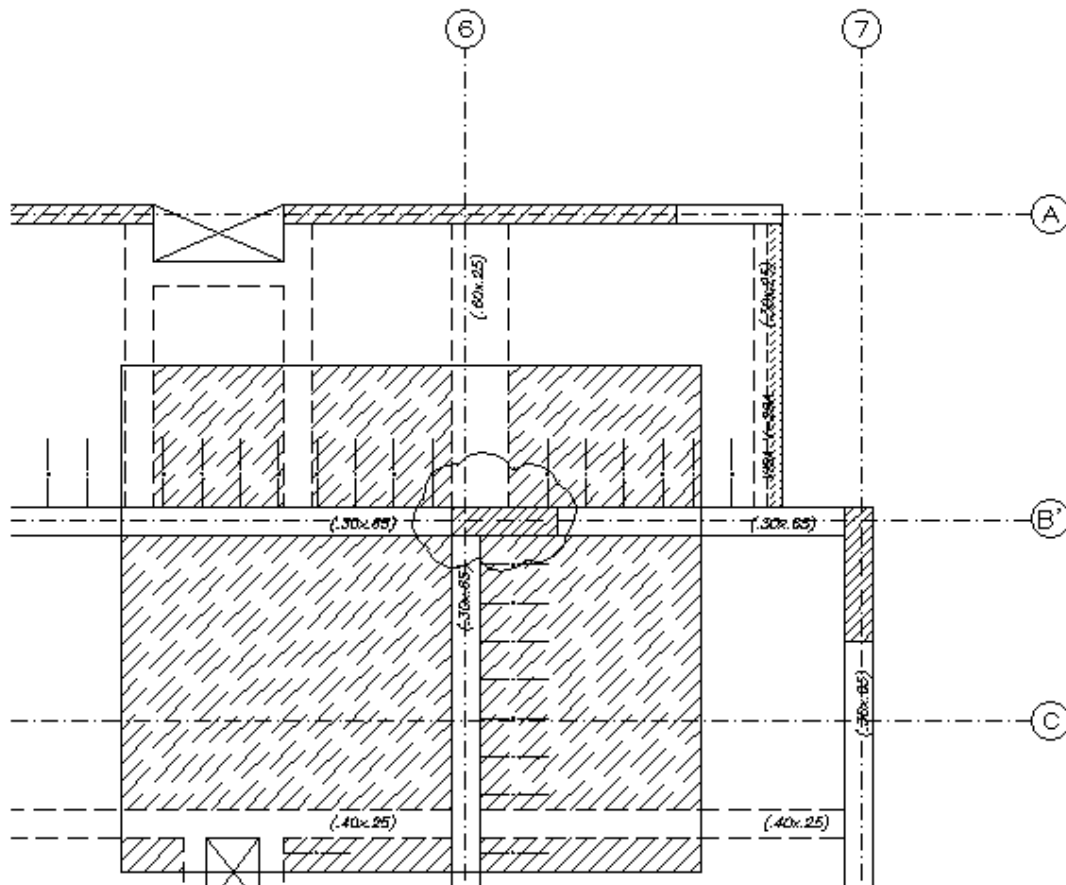


Figura 4.5.1 Área tributaria de la columna a metrar

En la figura se muestra el área tributaria de la columna a metrar, la cual es de 31.90 m². Se hallarán todas las cargas por m².

- Losa aligerada en una dirección (h=25 cm) $\frac{.35 \times 14.4}{31.9} = 0.16 \text{ tn/m}^2$
 - Losa aligerada en dos direcciones (h=25cm) $\frac{.42 \times 10.6}{31.9} = 0.14 \text{ tn/m}^2$
 - Vigas (30x65) $\frac{.30 \times .65 \times 2.4 \times 8.45}{31.90} = 0.12 \text{ tn/m}^2$
 - Vigas chatas $\frac{0.25 \times 2.4 (0.40 \times 5.75 + 2 \times 0.60 \times 2.475)}{31.90} = 0.16 \text{ tn/m}^2$
 - Tabiquería $\frac{0.15 \times 2.6 \times 1.40 \times 8}{31.90} = 0.14 \text{ tn/m}^2$
- CM (sin peso propio) = 0.72 tn/m²**

En la siguiente tabla se muestra la geometría de la columna y a partir de ello se calcula el peso propio de la columna.

Tabla 4.5.1 Geometría de la columna y peso propio de la columna

NIVEL	B (m)	L (m)	H. por piso (m)	PESO PROPIO (tn)
SEMISÓTANO	0.3	1.1	2.8	2.2
PISO 1	0.3	1.1	2.8	2.2
PISO 2	0.3	1.1	2.8	2.2
PISO 3	0.3	1.1	2.8	2.2
PISO 4	0.3	1.1	2.8	2.2
PISO 5	0.3	1.1	2.8	2.2

En la tabla siguiente se muestra el área tributaria de cada nivel, los valores de carga muerta y carga viva (tn/m²) y finalmente se calcula los valores de carga muerta y carga viva en servicio

Tabla 4.5.2 Valores de carga muerta y carga viva en servicio

ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CM (tn/m ²)	CV (tn/m ²)	CM (tn)	CV (tn)
31.9	0.72	0.2	25.2	6.4
31.9	0.72	0.2	25.2	6.4
31.9	0.72	0.2	25.2	6.4
31.9	0.72	0.2	25.2	6.4
31.9	0.72	0.2	25.2	6.4
31.9	0.72	0.1	25.2	3.2

A continuación se muestra la carga en servicio, luego se calcula el peso de la edificación por m², el cual resulta ser 1 tn/m². Finalmente, se calcula la carga última a la que es sometida esta columna.

Tabla 4.5.3 Carga última a la que será sometida esta columna

P. servicio	P. serv. Acumulado	Peso edificación (tn/m ²)	Pu (1.4CM+1.7CV)	Pu Acumulado
31.6	186.2	0.99	46.1	271.2
31.6	154.6	0.99	46.1	225.1
31.6	123.1	0.99	46.1	179.0
31.6	91.5	0.99	46.1	132.9
31.6	59.9	0.99	46.1	86.8
28.4	28.4	0.89	40.7	40.7

CAPÍTULO 5 ANÁLISIS SÍSMICO

Debido a que el Perú es un país donde se presentan movimientos telúricos con cierta frecuencia, es indispensable analizar el desempeño de las estructuras ante sismos. Además, es importante considerar que los desplazamientos generan daños a las estructuras; por lo tanto, siguiendo las disposiciones establecidas por la Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente, el objetivo es tenerlos bajo control.

5.1. GENERALIDADES

En el diseño de la estructura se seguirán las disposiciones presentadas en la Norma E.0.30. Los objetivos de esta Norma son:

- Evitar la pérdida de vidas humanas
- Minimizar el daño en las estructuras

Además, la Norma E.0.30 indica que un diseño eficiente debería seguir, considerando la importancia de la estructura, los siguientes principios:

- Los movimientos sísmicos severos no deberían provocar el colapso de la estructura ni generar daños graves en las personas que la habitan
- En cuanto a los movimientos sísmicos moderados, la estructura no debería presentar daños; por tanto, debería seguir operativa luego del sismo.

5.2. CONSIDERACIONES PREVIAS

Zonificación

La Norma E.0.30 divide el territorio nacional en tres zonas, basándose en la observación de la actividad sísmica con el paso de los años. En la siguiente figura se muestra el mapa del Perú zonificado según la Norma.



Figura 5.2.1 Mapa del Perú zonificado según la Norma

Además, la Norma asigna un factor Z a cada zona delimitada en el territorio nacional. Este factor se interpreta como la máxima aceleración del terreno con 10% de probabilidad de ser excedida en un periodo de 50 años.

Tabla 5.2.1 Factores Z según la norma E.0.30

Zona	Factor de zona "Z"
3	0.4
2	0.3
1	0.15

En la tabla se muestran los valores de Z , de acuerdo a lo dispuesto por la Norma E.0.30.

Para este proyecto, al estar ubicado en la ciudad de Arequipa, se le asigna un valor de **$Z = 0.4$**

Condiciones geotécnicas

La Norma E.0.30 clasifica a los estratos del suelo según sus propiedades mecánicas, espesor del estrato, período fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte. De dicha clasificación se obtiene un factor de amplificación "S" y un valor para la plataforma del espectro de aceleraciones "Tp" para cada tipo de suelo. En la siguiente tabla se muestra dicha clasificación con sus respectivos valores de "S" y "Tp".

Tabla 5.2.2 Clasificación con valores de “S” y “Tp”

TIPO	DESCRIPCIÓN	T_p (s)	S
S_1	Roca o suelos rígidos	0.4	1.0
S_2	Suelos intermedios	0.6	1.2
S_3	Suelos flexibles o estratos de gran espesor	0.9	1.4
S_4	Condiciones excepcionales	*	*

Para este proyecto el especialista indicó que el suelo sobre el cual se construiría la edificación era de tipo S_2 . Por lo tanto, los valores utilizados para el análisis sísmico fueron **$T_p=0.6$ y $S=1.2$** .

Factor de amplificación sísmica

En la Norma E.0.30 se define el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo, este factor se denomina “C” y queda definido por la siguiente expresión:

$$C = 2.5x \left(\frac{T_p}{T} \right) ; C \leq 2.5$$

Donde T es el período de la estructura y se definirá más adelante durante el análisis modal.

Categoría de la edificación

En la Norma E.0.30 se define el coeficiente de uso e importancia U, el cual tendrá un valor mayor según la importancia de la edificación. La norma define cuatro categorías: edificaciones esenciales, edificaciones importantes, edificaciones comunes y edificaciones menores.

Tabla 5.2.3 Factor U

CATEGORÍA	FACTOR U
EDIFICACIONES ESENCIALES (A)	1.5
EDIFICACIONES IMPORTANTES (B)	1.3
EDIFICACIONES COMUNES (C)	1
EDIFICACIONES MENORES (D)	*

En el presente proyecto se eligió $U=1$ debido a que es una vivienda.

Sistema estructural

En la Norma E.0.30 se clasifican los sistemas estructurales según los materiales usados y el sistema de estructuración. Una vez realizada la clasificación de la edificación se le asigna un coeficiente de reducción (R) para cada dirección. En la tabla siguiente (tomada de la Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente) se muestra los valores de R para diferentes materiales y diferentes configuraciones estructurales.

Tabla 5.2.4 Valores de R según la Norma E.0.30 Diseño Sismorresistente

Sistema Estructural	Coficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos ⁽¹⁾ .	8
Dual ⁽²⁾ .	7
De muros estructurales ⁽³⁾ .	6
Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Para este proyecto se utilizó un coeficiente de reducción (R) diferente para cada dirección, ya que el sistema estructural es diferente en cada una de ellas. En la dirección X-X se aprecia que el sistema estructural es a base de “muros estructurales”; por lo tanto, se utilizó $R=6$. En cambio, en la dirección Y-Y el sistema estructural es “dual tipo I”; por lo tanto, se utilizó $R=7$.

Configuración estructural

Los valores que se presentaron en la tabla anterior son para estructuras regulares, ya que cuando una estructura es irregular su comportamiento estructural se puede modificar con respecto a estructuras regulares del mismo sistema estructural. Por lo tanto, el coeficiente de reducción debe ser menor al dado para una estructura regular del mismo sistema estructural. En la figura siguiente se muestra la configuración del proyecto y se señalan las irregularidades que presenta.

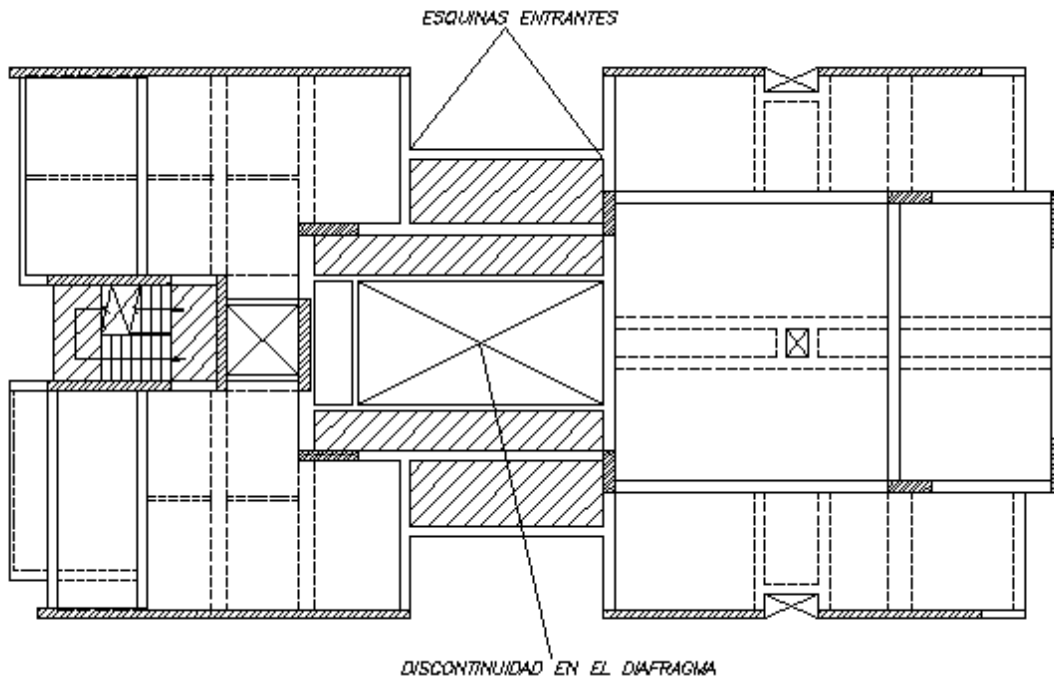


Figura 5.2.2 Configuración del proyecto y sus irregularidades

La edificación sólo presenta irregularidades en planta (esquinas entrantes y discontinuidad del diafragma); por lo que es necesario establecer un valor adecuado al coeficiente de reducción (R). La Norma E.0.30 indica que para estructuras irregulares se debe tomar el 75% del coeficiente de reducción (R) que le corresponde a una estructura regular. En este caso, el factor de reducción utilizado es $R_x = 0.75 \cdot 6 = 4.5$ y $R_y = 0.75 \cdot 7 = 5.25$.

5.3. ANÁLISIS MODAL

En primer lugar, se realizará el análisis modal, ya que a partir de este análisis se obtiene información que permite aproximar con mayor precisión el comportamiento de una estructura durante un sismo. Es importante señalar que los modos de vibración y el periodo fundamental de la estructura no dependen del sismo, es decir, son inherentes a ella y dependen de su rigidez y su masa.

Modelo

Para realizar el análisis modal y sísmico se utilizó el programa ETABS Nonlinear v.9.7.4. Por otro lado, se tuvieron las siguientes consideraciones:

- Se asignó un solo diafragma rígido para cada nivel, estableciendo de esta forma tres grados de libertad para cada piso dando un total de 18 modos.
- Se modeló el edificio completo, es decir, incluido el semisótano con los muros perimetrales. Por lo tanto, no se restringió ningún desplazamiento en este nivel.
- En la base se consideró empotrado.
- Se colocaron las cargas al modelo, provenientes del metrado.

A continuación se presenta una vista en 3D del modelo estructural realizado

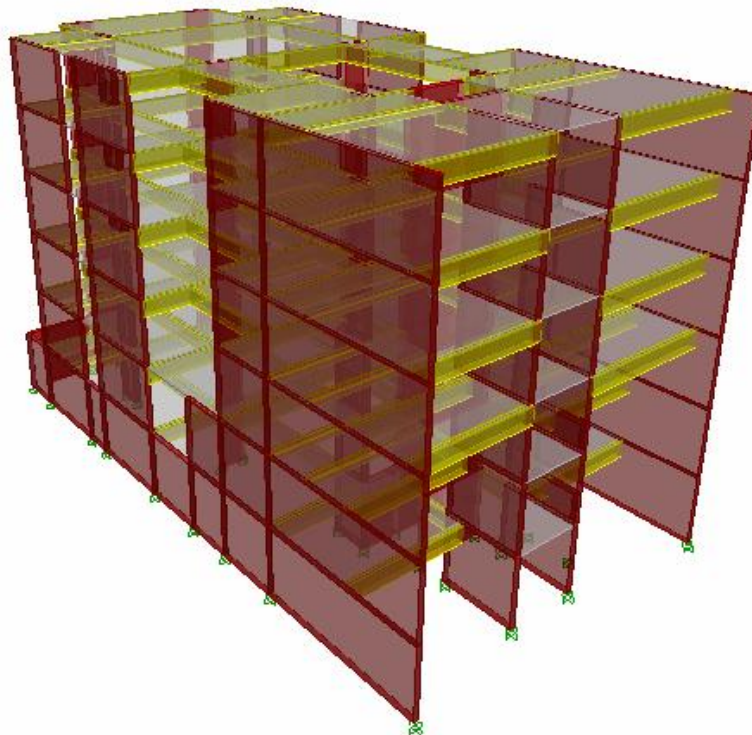


Figura 5.3.1 Vista en 3D del modelo estructural

Análisis de resultados

La siguiente tabla se obtiene del análisis modal realizada en el ETABS

Tabla 5.3.1 Análisis modal realizado en el ETABS

Mode	Period	UX	UY
1	0.391609	0.0000	67.8394
2	0.207182	0.0001	0.5134
3	0.162177	64.9060	0.0000
4	0.109241	0.0000	13.9986
5	0.054074	0.0002	1.9104
6	0.051716	0.0001	5.5716
7	0.041877	22.7791	0.0000
8	0.031796	0.0000	5.4821
9	0.026354	0.0003	0.0000
10	0.022256	0.0000	3.3009
11	0.020808	7.3981	0.0000
12	0.017918	0.0001	0.0759
13	0.017455	0.0000	1.2791
14	0.014061	2.9940	0.0000
15	0.013695	0.0084	0.0037
16	0.011564	0.0000	0.0075
17	0.010829	1.3088	0.0000
18	0.009318	0.6047	0.0000

Se puede observar que los periodos fundamentales de la estructura, para cada dirección, son para la dirección X-X $T_x=0.16$ s y para la dirección Y-Y $T_y=0.39$ s. Estos resultados eran previsibles, ya que se tiene mayor cantidad de placas en la dirección X-X haciendo que la estructura sea más rígida; mientras que, en la otra dirección la estructura tiene menos placas y es menos rígida.

5.4. ANÁLISIS ESTÁTICO

En el artículo 17 de la Norma E.0.30, se define el análisis estático como un conjunto de fuerzas que representan las fuerzas sísmicas, mediante un conjunto de fuerzas horizontales que actúan en cada nivel de la edificación.

Es importante señalar que mientras más alta sea la estructura, el método pierde precisión. Por lo tanto, la Norma recomienda no utilizar el método para edificios regulares con alturas mayores a 45 m y para edificios de muros estructurales irregulares de 15 m de altura.

Para realizar el análisis se necesita calcular los parámetros siguientes:

Peso de la estructura

En la Norma E.0.30 se explica cómo se debe calcular el peso de un edificio para efectos del análisis estático, lo cual depende del tipo de edificación. En el presente proyecto se tiene un edificio que pertenece a la categoría C. La Norma indica que para esta categoría se debe considerar el 25% de la carga viva, además de la carga permanente. En la siguiente tabla se muestra el peso de la estructura en cada nivel.

Tabla 5.4.1 Peso de la estructura en cada nivel

NIVEL	Carga muerta (ton)	25% Carga viva (ton)	Carga muerta + 25% Carga viva (ton)
Semisótano	334	13.5	348
Piso 1	322	13.5	336
Piso 2	322	13.7	336
Piso 3	322	13.7	336
Piso 4	322	13.7	336
Piso 5	276	13.7	280

Entonces el peso total de la estructura es 1974 tn

Fuerza cortante en la base

Según la Norma E.0.30 la fuerza cortante en base, correspondiente a cada dirección, se calcula con siguiente expresión:

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

Donde el valor mínimo de C/R debe ser:

$$\frac{C}{R} = 0.125$$

Entonces, para cada dirección se tiene

Tabla 5.4.2 Fuerza cortante en base correspondiente en cada dirección

	Dirección X-X	Dirección Y-Y
T_p	0.4	0.4
T	0.16	0.39
Z	0.4	0.4
U	1	1
C_{Calculado} (C=2.5xTp/T)	6.17	2.55
C_{DISEÑO}	2.5	2.5
S	1.2	1.2
R	4.5	5.25
¿C/R > 0.125?	0.55 (OK)	0.48 (OK)
ZUCS/R	0.27	.23
P (ton)	1974	1974
V (ton)	526	451

5.5. ANÁLISIS DINÁMICO

A diferencia del análisis estático, el análisis dinámico es un procedimiento más preciso para analizar una estructura.

Según la Norma E.0.30 cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de este análisis y existen dos formas de realizarlo: por medio de un procedimiento de combinación espectral o por medio de un análisis tiempo-historia.

La Norma indica que para edificios convencionales puede usarse cualquiera de los dos, pero para edificios importantes debe realizarse un análisis tiempo-historia. En este caso, el edificio es convencional y se decidió realizar una combinación espectral.

Al modelo presentado anteriormente, se le asignan dos casos de cargas, uno en cada dirección, definidos con el espectro de diseño dado por la Norma E.0.30. Además, al definir dichos casos de carga, se asigna una excentricidad accidental del 5% debido a la incertidumbre en la localización de los centros de masa de cada nivel.

Aceleración espectral

La Norma E.0.30 indica que debe utilizarse un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

Por lo tanto, se puede obtener S_a en función del periodo (T). Al graficar dicha función y teniendo en cuenta que C no puede ser mayor a 2.5, se obtiene un espectro para cada dirección, ya que los R no son iguales.

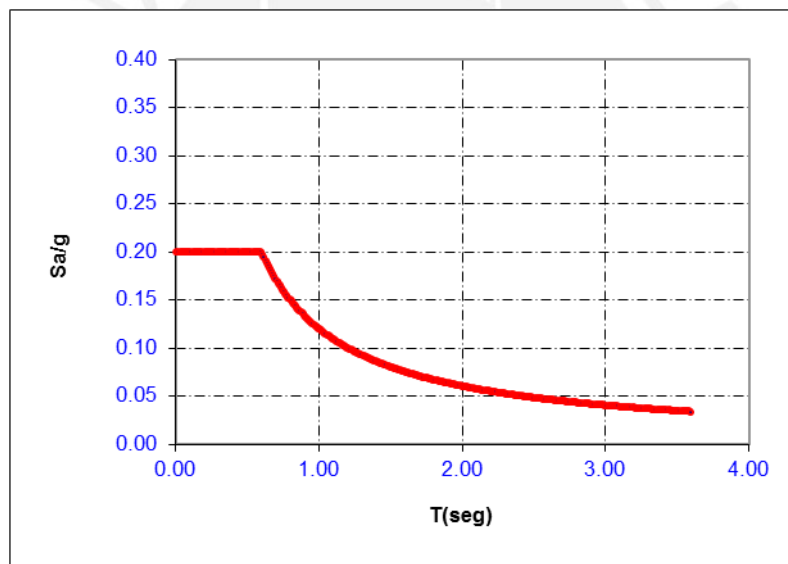


Figura 5.5.1 Espectro para la dirección X-X

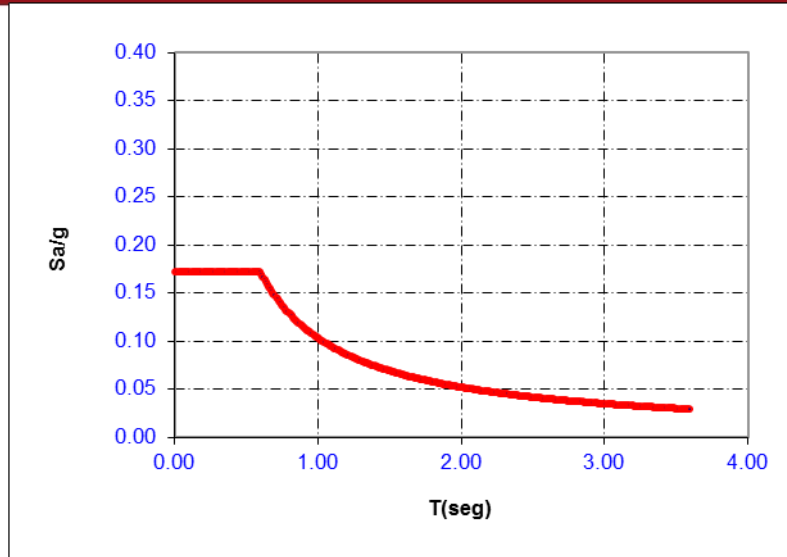


Figura 5.5.2 Espectro para la dirección Y-Y

Fuerza cortante mínima en la base

Una vez realizado el análisis dinámico se obtuvo la siguiente respuesta de fuerza cortante en la base de la estructura.

Tabla 5.5.1 Fuerza cortante en la base de la estructura

	SISMO X-X (ton)	SISMOY-Y (ton)
BASE	366	317

La Norma E.0.30 indica que la fuerza cortante en la base del edificio no podrá ser menor que el 80% del valor calculado en el análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares. En caso no se cumpla esta condición, deberán escalarse todas las fuerzas calculadas para obtener las fuerzas de diseño.

En este caso es una estructura irregular, por lo tanto, se tiene:

Tabla 5.5.2 Fuerzas de diseño

	DIRECCIÓN X-X	DIRECCIÓN Y-Y
V dinámico (ton)	366	317
90% V estático (ton)	475	407
Factor escalamiento	1.298	1.426

Como se puede observar, no se cumple con el mínimo de fuerza cortante en la base; por lo que para diseñar fue necesario escalar todas las cargas con un factor de 1.298 en la dirección X-X y 1.426 en la dirección Y-Y.

Control de desplazamientos laterales

Según la Norma E.0.30, para calcular los desplazamientos laterales de la estructura se debe multiplicar por 0.75R a los desplazamientos obtenidos como respuesta máxima elástica del análisis dinámico. Esto se realiza para estimar los efectos de la incursión en el rango inelástico de la estructura durante un sismo severo.

Tabla 5.5.3 Control de derivas máximas en dirección X-X

	Deriva x 0.75R (%)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
Piso 5	0.0679	2.80	0.19	0.74
Piso 4	0.0699	2.80	0.19	0.55
Piso 3	0.0661	2.80	0.18	0.36
Piso 2	0.0539	2.80	0.15	0.27
Piso 1	0.0318	2.80	0.09	0.12
Semisótano	0.0118	2.80	0.03	0.03

Tabla 5.5.4 Control de derivas máximas en dirección Y-Y

	Deriva x 0.75R (%)	Altura de entrepiso (m)	Desplazamiento de entrepiso (cm)	Desplazamiento acumulado (cm)
Piso 5	0.3045	2.80	0.85	5.05
Piso 4	0.3761	2.80	1.05	4.20
Piso 3	0.4195	2.80	1.17	3.14
Piso 2	0.4032	2.80	1.13	1.97
Piso 1	0.2409	2.80	0.67	0.84
Semisótano	0.0595	2.80	0.17	0.17

Las tablas muestran que la deriva máxima se presenta en la dirección Y-Y siendo igual a 0.42%, la cual es menor a la máxima permitida por la Norma E.0.30 (0.7%). Como era previsible, los desplazamientos máximos se presentan en la dirección Y-Y; mientras que en la dirección X-X los desplazamientos son muy pequeños debido a la gran cantidad de placas.

Por otro lado, para calcular la junta de separación sísmica, la Norma E.0.30 brinda el procedimiento para definirla:

- $s \geq 3 \text{ cm}$
- $s = 3 + 0.004 x (h - 500) = 3 + 0.004 x (1500 - 500) = 7 \text{ cm}$
- El tercer criterio no es aplicable, ya que no se tiene información de las edificaciones vecinas.

Además, en la Norma se indica que el edificio se retirará de las edificaciones adyacentes una distancia no menor a $2/3$ del desplazamiento máximo inelástico, ni menores que $S/2$.

- Del análisis sísmico se obtiene un desplazamiento inelástico máximo de 4.98 cm; por lo tanto, el edificio se retiraría $2/3 \times 4.98 = 3.32 \text{ cm}$
- $s/2 = 3.5 \text{ cm}$

Finalmente, la distancia mínima que se debe retirar el edificio es de 3.5 cm.

Control de los efectos de segundo orden (P-Delta)

La Norma E.0.30 define el coeficiente de estabilidad Q en el artículo 16.5, en el que también indica que el valor de Q debería ser mayor a 0.1 para que sea necesario

realizar un análisis especial de los efectos de segundo orden. Q se define a continuación:

$$Q = \frac{N_i \Delta_i}{V_i h_{e_i} R}$$

Donde:

N_i = Fuerza axial de entrepiso

Δ_i = Desplazamiento inelástico de entrepiso

V_i = Fuerza cortante de entrepiso

h_{e_i} = Altura de entrepiso

R = Factor de reducción de fuerza sísmica

Tabla 5.5.5 Control de los efectos de segundo orden (P-Delta)

NIVEL	hei (m)	Ni (ton)	R X-X			R Y-Y		
			4.5			5.25		
			Dirección X-X			Dirección Y-Y		
			Δ_i (cm)	V_i (ton)	Q	Δ_i (cm)	V_i (ton)	Q
Piso 5	2.8	290.4	0.19	122.35	0.00036	0.85	99.06	0.00198
Piso 4	2.8	335.5	0.20	215.17	0.00024	1.05	181.74	0.00154
Piso 3	2.8	335.5	0.19	279.49	0.00018	1.17	243.19	0.00129
Piso 2	2.8	335.5	0.15	324.62	0.00012	1.13	285.06	0.00105
Piso 1	2.8	335.5	0.09	352.67	0.00007	0.67	306.09	0.00059
Semisótano	3	350.2	0.04	366.47	0.00003	0.18	312.56	0.00015

Los valores obtenidos se encuentran muy por debajo de 0.1. Por lo tanto, no es necesario tomar en cuenta los efectos de segundo orden en el diseño.

Estabilidad al volteo

Según la Norma E.0.30 toda edificación debe ser diseñada para resistir el momento de volteo que produce el sismo, para ello establece que el factor de seguridad ante esta sollicitación debe ser mayor o igual a 1.5. Entonces se define el F.S. como

$$F.S. = \frac{N e_{m\acute{a}x}}{M_{sismo}}$$

Donde $e_{m\acute{a}x}$ es la excentricidad máxima que se puede presentar y; por lo general, suele ser la distancia del centro de gravedad al extremo del edificio en cada dirección.

Tabla 5.5.6 Estabilidad al volteo

	DIRECCIÓN X-X	DIRECCIÓN Y-Y
Msismo (ton.m)	4498	3912.4
N (ton)	1974	1974
em_{ax} (m)	12.8	6.95
F.S.	5.6	3.5

Los valores obtenidos para cada dirección son mucho mayores que 1.5; por lo tanto, se cumple con lo requerido por la Norma.

Análisis considerando una conexión flexible

El edificio a diseñar presenta una reducción importante en planta; por lo tanto, se da lugar a una conexión flexible que une dos bloques. Es por ello necesario verificar que el modelo utilizado, un solo diafragma rígido, se ajuste al comportamiento del edificio, considerando dos diafragmas rígidos independientes unidos mediante una viga ancha. Para realizar la verificación se compararon los periodos fundamentales y los desplazamientos obtenidos. Finalmente, se verificó la conexión por fuerza cortante. En la siguiente figura se muestra un esquema del modelo considerando una conexión flexible.

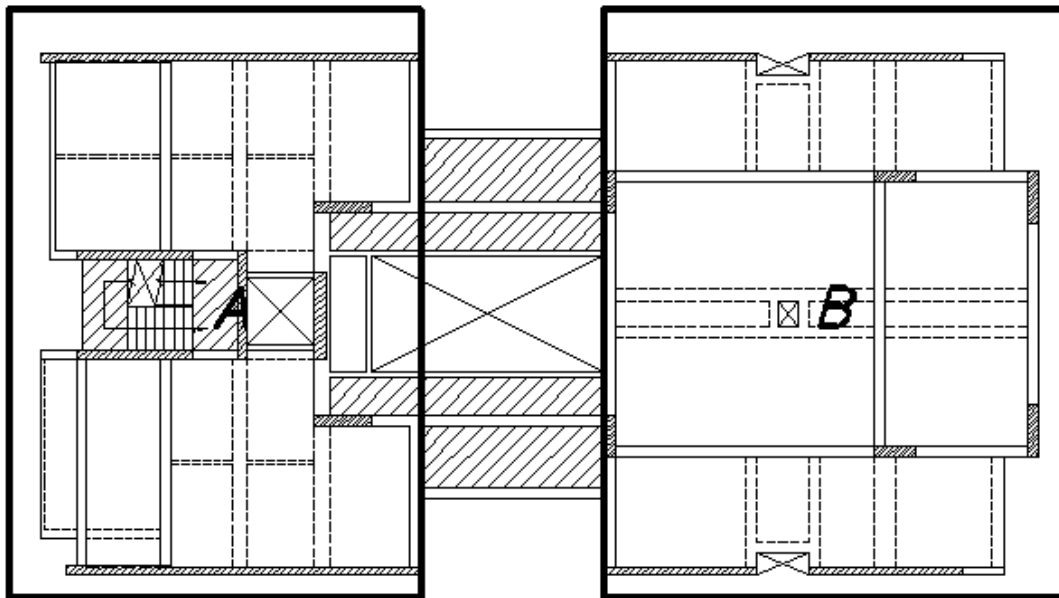


Figura 5.5.3 Esquema del modelo considerando una conexión flexible.

Del análisis modal realizado al modelo con dos diafragmas rígidos y una conexión flexible se obtuvieron los periodos fundamentales y los porcentajes de masa participativa para cada dirección. La siguiente tabla se muestra los valores obtenidos en ambos modelos.

Tabla 5.5.7 Valores obtenidos en ambos modelos

Dirección	Modelo con dos diafragmas		Modelo con un diafragma	
	Periodo T (s)	Participación (%)	Periodo T (s)	Participación (%)
X-X	0.1656	67.37	0.1622	67.84
Y-Y	0.3933	65.1	0.3916	64.91

La diferencia entre los valores de un modelo y otro no es significativa, bordeando el 2% de diferencia.

A continuación se muestra la tabla comparativa entre las derivas en la dirección X-X obtenidas en ambos modelos

Tabla 5.5.8 Tabla comparativa entre las derivas en la dirección X-X en ambos modelos

Nivel	Deriva inelástica en A (%)	Deriva inelástica en B (%)	Deriva inelástica con un diafragma (%)	Diferencia entre A y diafragma único (%)	Diferencia entre B y diafragma único (%)
Piso 5	0.0691	0.0726	0.0679	1.77	6.92
Piso 4	0.0715	0.0739	0.0699	2.29	5.72
Piso 3	0.0676	0.0699	0.0661	2.27	5.75
Piso 2	0.0548	0.0573	0.0539	1.67	6.31
Piso 1	0.0333	0.032	0.0318	4.72	0.63
Semisótano	0.012	0.012	0.0118	1.69	1.69

A continuación se muestra la tabla comparativa entre las derivas en la dirección Y-Y obtenidas en ambos modelos

Tabla 5.5.9 Tabla comparativa entre las derivas en la dirección Y-Y en ambos modelos

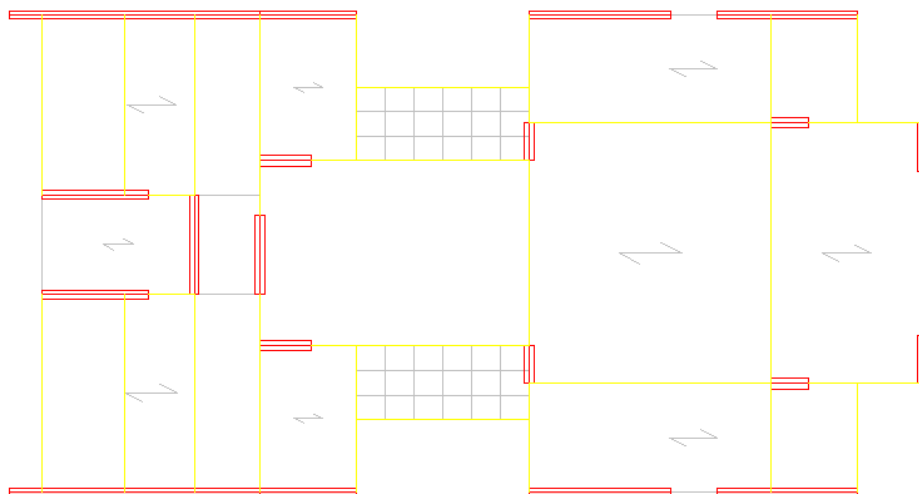
Nivel	Deriva inelástica en A (%)	Deriva inelástica en B (%)	Deriva inelástica con un diafragma (%)	Diferencia entre A y diafragma único (%)	Diferencia entre B y diafragma único (%)
Piso 5	0.2796	0.3031	0.3045	8.18	0.46
Piso 4	0.3374	0.3884	0.3761	10.29	3.27
Piso 3	0.3759	0.4419	0.4195	10.39	5.34
Piso 2	0.3564	0.4268	0.4032	11.61	5.85
Piso 1	0.2378	0.2463	0.2409	1.29	2.24
Semisótano	0.0609	0.0609	0.0595	2.35	2.35

Se observa que la máxima diferencia es de 11.61%. Se podría considerar una diferencia significativa, pero si se observa detenidamente la planta de la estructura, ésta no es simétrica y el bloque A es más rígido en la dirección Y-Y; por lo que los desplazamientos máximos en esa dirección deben presentarse en el bloque B. Esto se cumple y las diferencias son menores al comparar los desplazamientos entre el bloque B y el diafragma completo.

Por último se verificó que la conexión flexible pasa por fuerza cortante. Es importante recordar que las losas no llevan estribos, por lo que el concreto se lleva todo el corte.

Se realizó un análisis dinámico y un análisis estático de traslación pura en la dirección Y-Y para determinar cuál de los dos tenía resultados más críticos.

En la siguiente figura, se muestra el modelo utilizado para obtener las fuerzas cortantes que se generan en las gargantas de la zona central.


Figura 5.5.4 Modelo para obtener fuerzas cortantes generadas en las gargantas de la zona central

En la siguiente tabla se muestran las fuerzas que se aplicarán a cada nivel

Tabla 5.5.10 Fuerzas aplicadas a cada nivel

Piso	Peso de diafragma		% de fuerza		Fuerza	
	A	B	A	B	A	B
PISO 5	116	160	42%	58%	48.75	67.25
PISO 4	143	178	45%	55%	49.89	62.11
PISO 3	143	178	45%	55%	39.92	49.68
PISO 2	143	178	45%	55%	29.94	37.26
PISO 1	332		100%		44.3	
SEMISÓTANO	348		100%		23.2	

Como el modelo cuenta con dos diafragmas, se debe asignar una fuerza a cada uno, la cual será proporcional a la masa de cada diafragma. En la siguiente tabla se muestra la fuerza que se asignó a cada diafragma (A y B):

Tabla 5.5.11 Fuerza asignada a cada diafragma

Piso	Peso de diafragma		% de fuerza		Fuerza	
	A	B	A	B	A	B
PISO 5	116	160	42%	58%	48.75	67.25
PISO 4	143	178	45%	55%	49.89	62.11
PISO 3	143	178	45%	55%	39.92	49.68
PISO 2	143	178	45%	55%	29.94	37.26
PISO 1	332		100%		44.3	
SEMISÓTANO	348		100%		23.2	

Finalmente, en la siguiente tabla se muestran los cortantes máximos obtenidos de cada modelo y la resistencia al corte de la losa:

Tabla 5.5.12 Cortantes obtenidos por modelo y resistencia al corte de la losa

	Análisis dinámico	Análisis estático
V_u	16.5 ton	13.5 ton
ϕV_c	17.2 ton	
	$\phi V_c \geq V_u \rightarrow OK$	

Es importante notar que el peralte de la losa utilizado fue 20 cm y, además se consideró 80 % de su longitud para el diseño.

Se concluye entonces, que se puede trabajar con los resultados obtenidos del modelo con un solo diafragma, ya que éstos son similares. Además, que el espesor de la losa

asumido, conexión flexible, es adecuado y cumple con las solicitudes de fuerza cortante a las que estará sometida en caso de sismo.



CAPÍTULO 6

DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS

En el Perú el uso de losas aligeradas en una o dos direcciones es bastante común por la posibilidad de colocar ladrillos huecos que reducen el uso de concreto y sirven como encofrado perdido para las viguetas. El vaciado del techo se realiza todo en conjunto, por lo tanto las secciones de las vigas de techo toman forma de T y se les denomina “viguetas”.

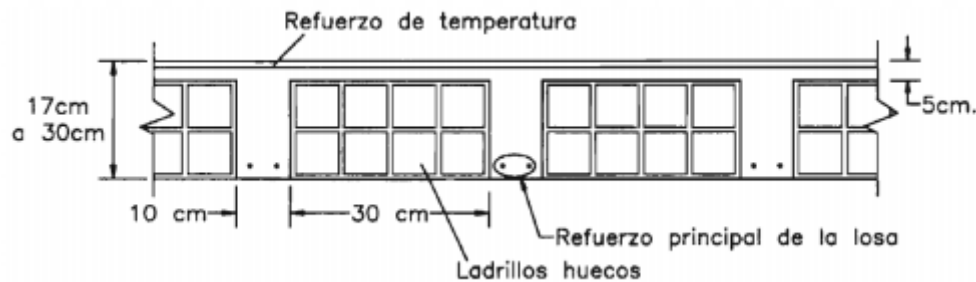


Figura 5.5.1 Geometría de una losa aligerada (Harsem, 2002)

En la figura 5.5.1 (Harsem, 2002) se muestra la geometría de una losa aligerada. Por otro lado, el diseño de la losa se realiza por vigueta. Por lo general se selecciona la vigueta más crítica y su diseño se aplica a las demás con la finalidad de que exista uniformidad en la distribución del refuerzo.

6.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Por lo general, los techos no reciben cargas sísmicas considerables, por ello, según el Diseño por Resistencia la combinación crítica será $1.4 CM + 1.7CV$. Por lo tanto, para el análisis se considera una viga sometida a flexión pura, con las cargas respectivas provenientes del metrado de las mismas. En caso se tenga paños contiguos donde el refuerzo sea continuo, se toma como modelo una viga de varios tramos.

6.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el diseño de aligerados se considera una viga T, en la cual se debe comprobar que el bloque comprimido se encuentre dentro del espesor de la losa de 5 cm, considerando que para condiciones normales esta condición se cumple siempre. Por ello, para momentos positivos se asumirá una sección rectangular con 40 cm de ancho y para momentos negativos una sección con 10 cm de ancho.

Para el cálculo de la cuantía de acero necesaria por flexión se utilizaron tablas de diseño, las cuales relacionan el valor de la cuantía con el parámetro K_u , que se define como:

$$K_u = \frac{Mu}{bd^2}$$

Donde M_u es el momento último, “ b ” es el ancho de la sección que se considerará para el diseño y “ d ” es el peralte efectivo de la sección.

Se puede verificar la longitud del bloque de compresiones “ a ” con la siguiente expresión

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$$

Por otro lado la Norma E.0.60 en el artículo 10.5 indica que es necesario colocar una cantidad de acero mínima a una sección y que ésta debe resistir como mínimo 1.2 veces el momento de agrietamiento de la sección bruta ($\phi M_n \geq 1.2 M_{cr}$), pero no es necesario considerarlo si el acero colocado es mayor o igual a 1.3 veces el área de acero calculada. Sobre esto, la Norma E.0.60 brinda la siguiente expresión para secciones rectangulares y “T” con el ala en compresión:

$$A_{s_{min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c} b_w d}{f_y}$$

Luego, si se aplica la expresión anterior para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ se obtiene que el acero mínimo para secciones rectangulares con estas características es del orden de 0.24% de $b_w d$.

En cuanto al acero máximo, la Norma E.0.60 en su artículo 10.3.4 indica que la cuantía de acero en una sección no debe ser mayor al 75% de la cuantía balanceada. Con esto último se espera tener una sección sub-reforzada con falla dúctil. Al igual que el caso anterior se puede obtener una cuantía de acero máximo para un $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ y en este caso se obtiene un valor de 1.59% de bd .

6.3. DISEÑO POR CORTE

Debido a que los aligerados no cuentan con estribos, el concreto debe tomar todos los esfuerzos cortantes que se generen. Por otro lado, la Norma E.0.60 permite un incremento del 10% de la resistencia para aligerados y losas nervadas; por lo tanto, la resistencia de diseño para aligerados es la siguiente:

$$\phi V_c = 1.1x\phi x 0.53\sqrt{f'c}b_w d$$

Una vez determinada la resistencia al cortante del aligerado, se verifica que sea mayor que la fuerza cortante última V_u , obtenida a “d” de la cara del apoyo. Si la resistencia es menor, se retiran los ladrillos adyacentes a los apoyos, generando ensanches. Estos ensanches pueden ser alternados, los cuales dan como resultado un aumento en el ancho de la sección de 10 a 25 cm; o pueden ser ensanches corridos que aumentan a 40 cm el ancho de la sección. Si la resistencia de la sección, luego de hacer ensanches, no es suficiente, debe aumentarse el peralte o, en todo caso, aumentar la calidad del concreto.

6.4. REFUERZO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA

En el artículo 9.7.2 de la Norma E.0.60 se indica la cuantía mínima con la que debe contar una losa para controlar la fisuración producida por los cambios volumétricos. A continuación se muestra la cuantía que debe tener una losa según el tipo de refuerzo a utilizar según la Norma:

Tabla 6.4.1 Cuantía de una losa según tipo de refuerzo según la Norma

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

6.5. CORTE DE REFUERZO

Con la finalidad de uniformizar el corte de refuerzo se siguieron los criterios especificados a continuación:

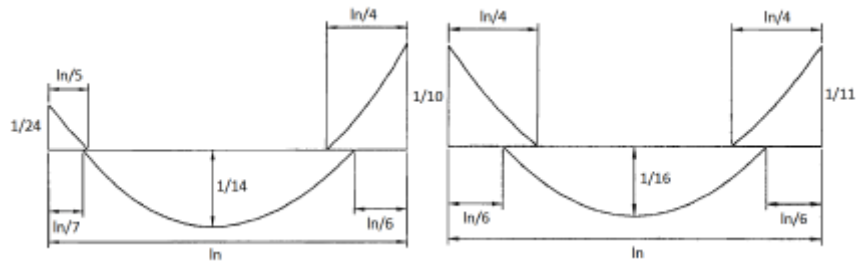


Figura 6.5.1 Criterios para uniformizar el corte de refuerzo

Estos puntos de corte de acero están basados en el método de los coeficientes presentados en la norma. El esquema mostrado es de carácter práctico y por lo general, cumple con los requisitos necesarios; salvo en casos particulares, donde la envolvente de momentos difiera considerablemente de la mostrada en la figura, se realizará un análisis más detallado siguiendo los diagramas reales.

6.6. CONTROL DE DEFLEXIONES

La norma de concreto armado E.0.60 muestra una tabla con los valores de peralte mínimo para los cuales no sería necesario calcular y verificar deflexiones, dependiendo de las condiciones de apoyo.

Tabla 6.6.1 Valores de peralte mínimo según la Norma E.0.60

	Condiciones de apoyo			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
h mínimo	$l/6$	$l/18.5$	$l/21$	$l/8$

Estos valores pueden ser utilizados directamente en elementos de concreto de peso normal (alrededor de 2300 kg/cm^3) y refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$. Los elementos de este proyecto cumplen ampliamente con ambos requisitos, por lo que se pueden utilizar dichos valores.

6.7. EJEMPLO DE DISEÑO

A continuación se realizará el diseño de un aligerado en una dirección, para ello se eligió la vigueta más larga del piso típico (losa aligerada en una dirección), de la cual

ya se realizó el metrado en el capítulo 4 de Metrado de Cargas. La vigueta es de un solo tramo y se apoya en dos placas, una de 20 cm y otra de 25 cm de espesor.

Se realizaron dos modelos, el primero consideró una vigueta convencional con un aligerado de 20 cm apoyada sobre una placa de 25 cm y otra de 20 cm. El segundo modelo consideró la vigueta simplemente apoyada sobre la placa. Se realizaron ambos modelos, ya que el fierro a colocarse en la zona de los apoyos (placas) no cumple con la longitud de anclaje necesaria, por lo tanto, la sección no podrá resistir el momento solicitado. Por ello, se realiza el modelo simplemente apoyado donde se desprecia el aporte de la rigidez de las placas. A continuación se presentan los resultados de ambos modelos.

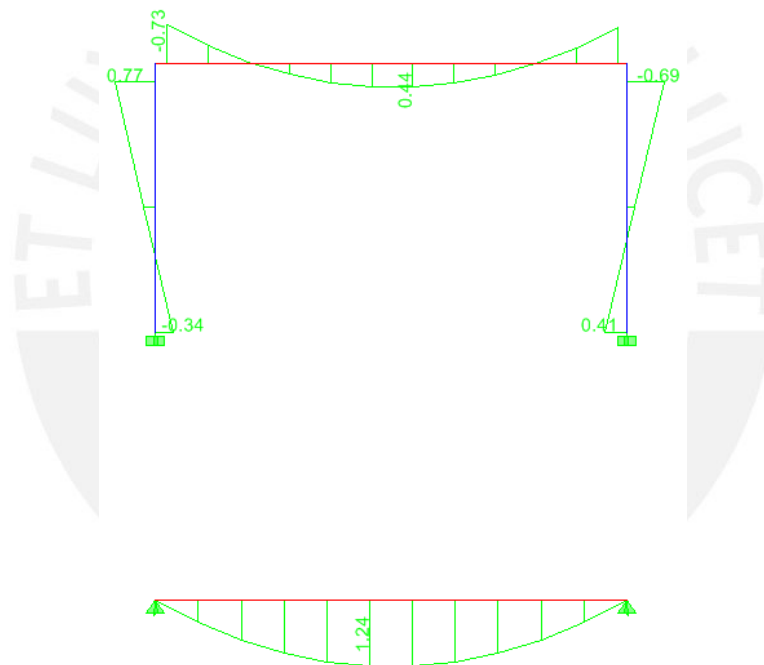


Figura 6.7.1 Diagramas de momentos flectores para cada uno de los casos (tn.m)

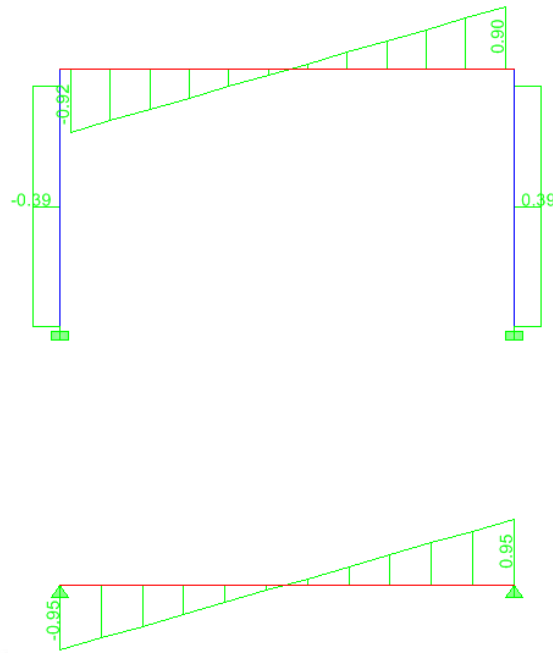


Figura 6.7.2 Diagramas de fuerzas cortantes

Diseño por flexión

Si se observan los resultados presentados en las figuras anteriores, se puede observar que existen dos secciones críticas, una ubicada en la zona cercana a los apoyos y otra ubicada en el medio del tramo. A continuación se muestra una tabla con las áreas de acero necesarias para resistir los momentos obtenidos.

- Donde:
- M_u = Momento último a la cara del apoyo.
 - b = ancho de la vigueta
 - d = peralte efectivo de vigueta
 - f'_c = resistencia a la compresión del concreto

Tabla 6.7.1 Áreas de acero necesarias para resistir los momentos obtenidos

DISEÑO POR FLEXIÓN					
M_u (tn.m)	b (cm)	d (cm)	f'_c	K_u	A_s nec.
0.7	10	17	210	25.3	1.2
1.2	40	17	210	10.7	2.0

Diseño por corte

Al observar el diagrama de fuerzas cortantes se obtiene el valor de fuerza de corte a la cara del apoyo. La norma permite diseñar con la fuerza a “d” de la cara. Por lo tanto, la fuerza de corte V_u será 0.89 tn. Por otro lado, la Norma permite amplificar la resistencia al corte de losas nervadas por 1.1.

Donde: ϕV_c = Resistencia al corte del concreto $1.1 * 0.85 * 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$
 V_u = Fuerza de corte actuante a “d” de la cara.

Tabla 6.7.2 Resistencia al corte del concreto y fuerza de corte actuante

b (cm)	d (cm)	f'_c	ϕV_c (tn)	V_u (tn)
10	17	210.0	1.22	0.89

Como se puede observar en la tabla la resistencia al corte del concreto ϕV_c es mayor a la fuerza de corte actuante a “d” de la cara (V_u); por lo tanto, el aligerado no requiere ensanche.

Control de deflexiones

Según lo visto en la sección 6.6, la luz máxima para un peralte de 20 cm es 3.20 m (condición simplemente apoyado) y la luz libre del aligerado en el diseño es de 5.55 m, la cual sobrepasa ampliamente el máximo permitido por la Norma para no revisar deflexiones.

Tomando en cuenta que en la zona donde se colocó aligerado de 20 cm no existen tabiques, se vio por conveniente colocar una vigueta de amarre al centro del paño, perpendicular a la dirección de armado y no verificar deflexiones.

Esta vigueta ayuda a uniformizar las deflexiones, repartiendo la carga de una manera más uniforme entre las viguetas.

La sección de la vigueta de costura será similar a las demás viguetas analizadas, es decir, tendrá un ancho de 10 cm y se le correrá una varilla de $\phi 1/2$ ” superior e inferior.

Corte del refuerzo

Al observar el diagrama de momentos flectores, se puede notar que el esquema de corte planteado en la sección 6.5 es apropiado para este caso. Por lo tanto se corta el refuerzo negativo a $L/5$ del apoyo y el negativo a $L/7$ del apoyo.

A continuación se muestra un esquema del paño analizado con el diseño final del refuerzo, indicando también las longitudes de corte.

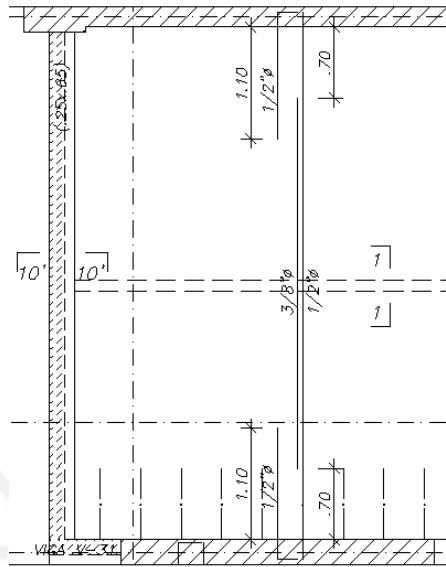


Figura 6.7.3 Esquema del paño

CAPÍTULO 7

DISEÑO DE LOSAS MACIZAS

Cuando se requiere darle mayor rigidez al diafragma, se recurre al uso de losas macizas, es por ello que se utilizan en las zonas cercanas a las escaleras o ascensores donde hay gran concentración de placas.

7.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En la Norma se detallan dos métodos para analizar losas macizas armadas en dos direcciones: el método directo y el método de los coeficientes.

En este caso se utilizaron losas macizas con la finalidad de darle mayor rigidez al diafragma, siendo importante considerar que las dimensiones de los paños donde se utilizaron, son pequeñas. Por lo tanto, es necesario verificar que el espesor de la losa sea el adecuado para resistir el cortante producido por el sismo. Este análisis ha sido realizado en la sección 5.5.6 verificándose que la sección de 20 cm era adecuada para las solicitaciones requeridas.

Por otro lado, si se hubiera querido revisar la losa maciza por cargas de gravedad se hubiera tenido que utilizar la misma combinación de cargas utilizada para losas aligeradas (1.4 CM + 1.7 CV). Utilizando uno de los métodos presentados por la Norma o haciendo uso de un programa de cómputo mediante elementos finitos, se hubieran obtenido los momentos flectores y las fuerzas cortantes actuantes por metro de ancho.

7.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para calcular el refuerzo necesario por flexión se utilizan secciones de 1 m de ancho y se procede de manera similar con las losas aligeradas.

En losas macizas el efecto de la retracción de fragua es considerable; por lo tanto se debe considerar una cuantía mínima igual a 0.0018.

$$As_{min} = 0.0018bh$$

$$As_{min} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$As_{min} = 3.6cm^2$$

Donde b es el ancho de la sección considerada y h es la altura de la sección. Por lo general, este refuerzo se distribuye en las dos caras.

Para el caso de la losa maciza de 20 cm de peralte que se está diseñando, el acero mínimo es el que domina, por lo tanto, se le colocó una malla de $\phi 3/8'' @ .20$ superior e inferior.

CAPÍTULO 8 DISEÑO DE VIGAS

Las vigas cumplen dos papeles muy importantes en una estructura. En primer lugar, sirven para transmitir las cargas de gravedad de los techos hacia los elementos verticales; y en segundo lugar, ayudan a controlar los desplazamientos al formar pórticos conjuntamente con los elementos verticales. Por esto último, se debe tener especial cuidado al diseñar vigas con responsabilidad sísmica, siguiendo las disposiciones de la Norma E.060 en el capítulo 21.

8.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las vigas se modelaron como parte de pórticos, considerando la rigidez de los elementos verticales (columnas y placas). Las vigas al poder absorber cargas de sismo deben diseñarse considerando todas las combinaciones de carga propuestas por la Norma E.0.60

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm S$$

$$U = 0.9CM \pm S$$

Las cargas de gravedad se analizan mediante un modelo individual del pórtico en estudio, mediante diferentes métodos, ya sea el de Cross, rigidez, entre otros; mientras que las cargas de sismo se obtienen del modelo presentado en el capítulo 5. Una vez obtenidas todas las solicitaciones (gravedad y sismo) se realizan todas las combinaciones, para luego obtener una envolvente. De esta envolvente se obtienen los valores máximos para momento flector y fuerza cortante y con esos valores se realiza el diseño de la viga.

8.2. DISEÑO POR FLEXIÓN

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de forma similar a los capítulos 6 y 7, calculando el parámetro Ku y usando tablas de diseño para obtener la cuantía

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \quad Ku \rightarrow \rho \quad As = \rho b$$

Los límites de acero máximo y mínimo según lo visto anteriormente son:

$$As_{\min} = \frac{0.7\sqrt{f'cbd}}{fy} \quad As_{\max} = 0.75\rho_{bal}bd$$

Por lo tanto, para $f'c = 210\text{kg/cm}^2$ y $fy = 4200\text{kg/cm}^2$ se tiene:

$$As_{\text{mín}} = 0.24\%bd \qquad As_{\text{máx}} = 1.59\%bd$$

Por otro lado, el capítulo 21 de la Norma E.0.60 presenta disposiciones especiales para el diseño sísmico, con la finalidad de darle ductilidad a la estructura. Sobre elementos en flexión, el artículo 21.4.4 indica lo siguiente:

- Deberá existir refuerzo corrido a lo largo de la viga, constituido por dos barras tanto en la cara superior como en la cara inferior, con un área no menor al acero mínimo.
- No deberán hacerse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo provista en dicha cara. La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento deben ser mayores a un cuarto de la máxima resistencia a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

8.3. DISEÑO POR CORTE

Es común que las fuerzas cortantes presentes en las vigas, sean mayores a las que el concreto pueda resistir; por lo tanto, es necesario colocar refuerzo por corte (estribos). Finalmente, la resistencia al corte de la sección vendrá dada por la suma de los aportes del concreto y del acero. El aporte del concreto se calcula de la misma forma que en losas macizas.

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

Mientras que, para el cálculo del aporte del refuerzo por corte, perpendicular al eje de la viga, la Norma E.0.60 proporciona la siguiente expresión:

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

Donde A_v es el área del refuerzo por corte dentro del espaciamiento s . Si se usan estribos simples, habrían dos ramas dentro del espaciamiento, por lo tanto, el área A_v sería igual a dos veces el área de la barra utilizada como estribo.

En toda sección de la viga se deberá cumplir lo siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

$$\phi(V_c + V_s) \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante última de diseño, calculada a una distancia "d" medida desde la cara del apoyo. Entonces, si tenemos el valor de V_u para una sección determinada y el valor de ϕV_c , que es constante para toda la viga, se puede calcular el valor de la resistencia requerida V_s en dicha sección, para luego calcular el espaciamiento de estribos necesario.

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Según la Norma E.0.60 el valor de V_s requerido no puede ser mayor a $2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$ en ningún caso, lo que equivale a decir que la fuerza cortante máxima que puede presentarse en una viga para cumplir este requerimiento es la siguiente:

$$V_{u_{m\acute{a}x}} = 2.6 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Esta disposición busca controlar las fisuras bajo condiciones de servicio y evitar fallas por aplastamiento del concreto. En caso no se pueda cumplir esta disposición sería necesario aumentar la sección de la viga o aumentar la calidad del concreto. (Ottazzi, 2010)

Por otro lado, si se cumple la disposición anterior, la Norma restringe el máximo espaciamiento entre estribos según dos criterios, con la finalidad de asegurar que la grieta que se forme a 45° a causa de las fuerzas cortantes, sea tomada al menos por un estribo.

- $s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{2}$ ó 60 cm; si $V_s \leq 1.1\sqrt{f'c}b_w d$
- $s_{m\acute{a}x} = \frac{d}{4}$ ó 30 cm; si $V_s > 1.1\sqrt{f'c}b_w d$

Si $V_c \geq V_u$, no se debería necesitar estribos, pero la Norma E.0.60 especifica un área de refuerzo mínima para cuando $V_u > 0.5\phi V_c$, la cual se muestra a continuación:

- $s_{m\acute{a}x} = \frac{A_v * f_y}{0.2\sqrt{f'c}b}$
- $s_{m\acute{a}x} = \frac{A_v * f_y}{3.5b}$

Y cuando $V_u < 0.5\phi V_c$ sólo corresponden estribos mínimos de montaje

Adicionalmente, en el capítulo 21 de la Norma E.0.60 se presentan algunas disposiciones especiales para el diseño sísmico por corte y confinamiento, para vigas correspondientes a edificios con sistemas de muros estructurales.

- La fuerza cortante de diseño V_u de las vigas que resistan efectos sísmicos no debe ser menor que el valor obtenido de las siguientes consideraciones:
 - La suma del cortante asociado con el desarrollo de los momentos nominales (M_n) del elemento en cada extremo restringido de la luz libre y el cortante isostático calculado para las cargas de gravedad tributarias amplificadas.
 - El cortante máximo obtenido de las combinaciones de carga de diseño, con un factor de amplificación para los valores del sismo igual a 2.5

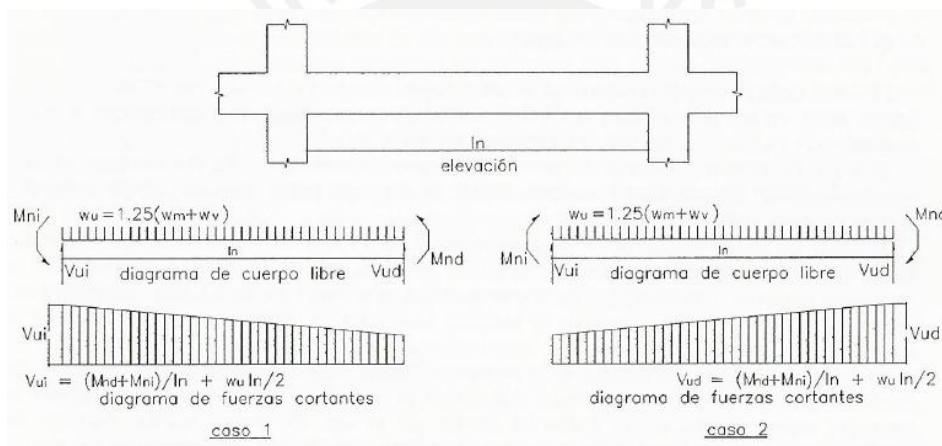


Figura 8.3.1 Fuerza cortante de diseño en vigas (Norma E.0.60 2009)

- En ambos extremos del elemento deben disponerse estribos cerrados de confinamiento en longitudes iguales a dos veces el peralte del elemento medido desde la cara del elemento de apoyo hacia el centro de la luz. El primer estribo cerrado de confinamiento debe estar situado a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo. El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de:
 - $d/4$, pero no es necesario que el espaciamiento sea menor a 150 mm
 - 10 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro
 - 24 veces el diámetro de la barra de estribo cerrado de confinamiento
 - 300 mm

- Los estribos deben estar espaciados a no más de $0.5d$ a lo largo de la longitud del elemento y la separación de los mismos no debe ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

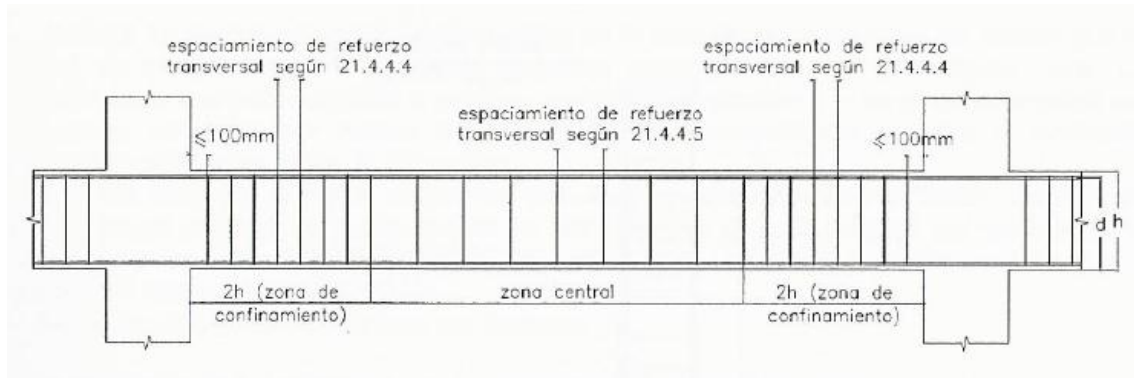


Figura 8.3.2 Requerimientos de estribos en vigas (Norma E.0.60 2009)

8.4. DEFLEXIONES

La tabla mostrada en la sección 6.6 acerca de peraltes mínimos para calcular deflexiones, según la Norma E.0.60 también se aplica para el caso de vigas.

8.5. CONTROL DE FISURACIÓN

Las fisuras en un elemento de concreto armado son inevitables, ya que cuando el acero empieza a trabajar por flexión, el esfuerzo de tracción en el concreto es superado causando estas fisuras. Por lo tanto, aunque no se puede evitar la fisuración, sí se puede controlar el ancho de las mismas. Por ello, la Norma E.0.60 en el artículo 9.9.3 presenta al parámetro “Z”, que no mide directamente el ancho de las fisuras, pero se usa de referencia siempre y cuando las condiciones del ambiente no sean agresivas. Es necesario buscar una adecuada distribución del acero y refuerzo ubicado en las zonas de tracción máximas con la finalidad que el valor del parámetro “Z” sea menor a 26000 kg/cm^2 . A continuación se muestran las expresiones necesarias para calcular el parámetro “Z”.

$$Z = fs^3 \sqrt{dcA_{ct}} \quad fs = \frac{Ms}{0.9dA_s} \quad A_{ct} = \frac{2y_s b}{0.9bA_s}$$

Donde: fs = esfuerzo en el acero (kg/cm^2)

dc = espesor del recubrimiento medido desde la fibra extrema en tracción al centro de la barra de refuerzo más cercana a esa fibra (cm)

A_{ct} = Área efectiva del concreto en tracción que rodea al refuerzo principal de tracción y cuyo centroide coincide con el de dicho refuerzo, dividida entre el número de barras (cm^2)

M_s = Momento flector medido en condiciones de servicio

d = Peralte efectivo de la sección (cm)

A_s = Área total del refuerzo principal de tracción por flexión (cm^2)

y_s = Centroide del refuerzo principal de tracción por flexión (cm)

b = Ancho de la sección (cm)

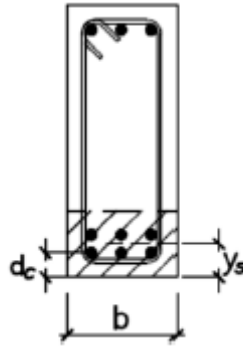


Figura 8.5.1 Control de fisuración

8.6. CORTE DEL REFUERZO

La Norma E.0.60 en los artículos 12.10, 12.11 y 12.12 plantea requisitos para asegurar una adecuada longitud de desarrollo donde se debe cortar el refuerzo. A continuación se presentan las que se consideraron más importantes:

- El refuerzo se debe extender más allá del punto donde ya no es necesario resistir flexión, una distancia igual a “d” ó $12 d_b$, la que sea mayor, excepto en los apoyos de vigas simplemente apoyadas y en el extremo libre de los voladizos.
- Cuando existan dos o más bastones, el refuerzo que continúa deberá tener una longitud de anclaje mayor o igual a la longitud de desarrollo l_d más allá del punto donde el refuerzo que se ha cortado o doblado no es necesario por cálculo.
- El refuerzo por flexión no debe terminarse en una zona de tracción, a menos que se satisfaga alguno de los siguientes requisitos:
 - V_u en el punto terminal no excede $2/3$ de ϕV_n
 - El refuerzo que continúa proporciona el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $3/4 \phi V_n$

- Por lo menos $1/3$ del refuerzo para momento positivo se debe prolongar a lo largo de la misma cara del elemento hasta el apoyo. En las vigas, dicho refuerzo se debe prolongar por lo menos 15 cm dentro del apoyo.
- Por lo menos $1/3$ del refuerzo total por tracción en el apoyo proporcionado para resistir momento negativo debe tener una longitud embebida más allá del punto de inflexión, no menor que d , $12d_b$ ó $l_n/16$, la que sea mayor.
- El refuerzo para momento negativo debe tener una longitud embebida en el tramo según los requerimientos de longitud de anclaje.
- Se deberá tener en cuenta lo descrito respecto a las disposiciones sísmicas para el diseño por flexión.

8.7. EMPALMES POR TRASLAPE DE REFUERZO

La Norma E.0.60 en los artículos 12.15 y 12.16, presenta las consideraciones que se deben tener al momento de realizar empalmes por traslape, ya sea a tracción o a compresión. Es muy importante asegurar que el empalme logre un adecuado acoplamiento de las barras, de tal manera que éstas puedan desarrollar al máximo su capacidad y no alteren las condiciones bajo las cuales fue diseñada la sección. Estas consideraciones brindadas por la Norma, se encuentran clasificadas de acuerdo al sobre-reforzamiento de la sección y al porcentaje de A_s que se empalme, observándolo en la siguiente tabla:

Tabla 8.7.1 Clases de empalme por traslape en tracción (Norma E.0.60 2009)

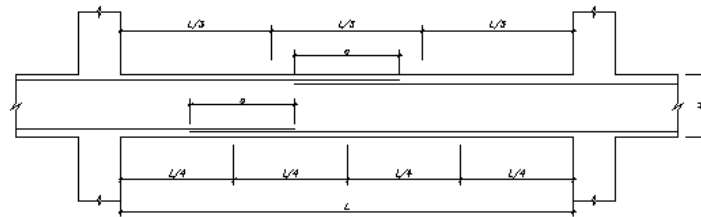
$\frac{A_{s\text{proporcionado}}}{A_{s\text{requerido}}}$	Porcentaje máximo de A_s empalmado en la longitud requerida para dicho empalme	
	50%	100%
Igual o mayor que 2	Clase A	Clase B
Menor que 2	Clase B	Clase B

Una vez clasificada, indica un valor mínimo de longitud de traslape, en función de la longitud de desarrollo en tracción (l_d), dependiendo si es Clase A o B:

Clase A	$l_{\min} = 1.0 l_d$
Clase B	$l_{\min} = 1.3 l_d$
Clase A y B	$l_{\min} = 30 \text{ cm}$

- Es importante resaltar que en las zonas de menor esfuerzo se obtienen valores más altos de sobre-reforzamiento y por consiguiente menores longitudes de traslape. Es recomendable empalmar en esas zonas y para esto, es necesario analizar los diagramas de momento flector de la viga. Se pueden reconocer dos casos, vigas sólo con cargas de gravedad y vigas que también reciban cargas de sismo.
- En una viga que sólo recibe cargas de gravedad, las barras superiores no son solicitadas en la zona central de la luz, lo cual hace que esta zona sea ideal para empalmar el fierro superior. Por otro lado, los apoyos son ideales para realizar el empalme, ya que no presentan momentos positivos en esa zona.
- En cambio, cuando una viga recibe cargas de sismo, el diagrama de momentos ocasionado por éste presenta una forma de “X”, aumentando considerablemente los momentos negativos y positivos en los apoyos, y manteniendo, casi sin alteración, los momentos en la zona central. Por lo tanto, el empalme en la zona central para barras superiores sigue siendo válido, pero para las barras inferiores ya no es recomendable seguir empalmando en los apoyos, ya que el momento positivo podría verse incrementado. Es por esto, que para las barras inferiores se recomienda empalmar en una zona intermedia entre el apoyo y el centro de la luz (Blanco, 1994).
- Además, se deben considerar las disposiciones de la Norma E.060 en la sección 8.2 referente al diseño sísmico, donde se indica que no deben realizarse empalmes traslapados dentro de una zona localizada a dos veces el peralte del elemento, medida desde la cara del nudo.
- Finalmente, utilizando las recomendaciones de la Norma se especifica cuidadosamente el tipo de empalmes a utilizar y las zonas donde se debe empalmar.

En el siguiente esquema se grafica lo explicado:



EMPALMES TRASLAPADOS PARA VIGAS, LOSAS y ALIGERADOS

- NOTA.- (a) NO EMPALMAR MAS DEL 50 % DEL AREA TOTAL EN UNA MISMA SECCION.
 (b) EN CASO DE NO EMPALMARSE EN LAS ZONAS INDICADAS o CON LOS PORCENTAJES ESPECIFICADOS, AUMENTAR LA LONGITUD EN UN 30 % o CONSULTAR AL PROYECTISTA.
 (c) PARA ALIGERADOS Y VIGAS CHATAS EL ACERO INFERIOR SE EMPALMARA SOBRE LOS APOYOS SIENDO LA LONGITUD DE EMPALME IGUAL A 25 cms. PARA FIERROS DE 3/8" Y 35 cms. PARA 1/2" ó 5/8".

VALORES DE a		
∅	∅ INFERIOR	∅ SUPERIOR*
3/8"	.40	.55
1/2"	.40	.60
5/8"	.50	.70
3/4"	.65	.90
1"	1.15	1.60

*NOTA: PARA LOSAS Y VIGAS CHATAS DE PERALTE MENOR O IGUAL A 30cm, SE CONSIDERARÁN PARA TODOS LOS CASOS (∅ SUPERIOR E INFERIOR) LOS VALORES DE EMPALMES PARA ∅ INFERIOR.

Figura 8.7.1 Empalmes traslapados para vigas, losas y aligerados

8.8. EJEMPLO DE DISEÑO

A manera de ejemplo se realiza el diseño completo de la viga V-01 ubicada en el eje E'.

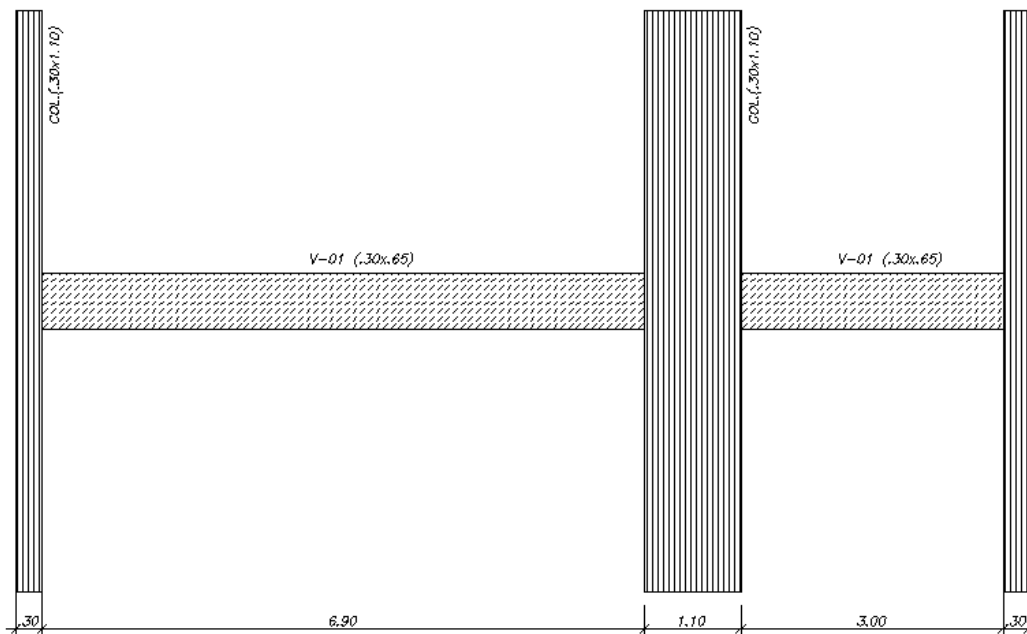


Figura 8.8.1 Modelo a utilizar para la Viga V-01

Diseño por flexión

A continuación se muestra la envolvente de momentos flectores obtenida, luego de realizar todas las combinaciones de carga indicadas en la Norma E.060

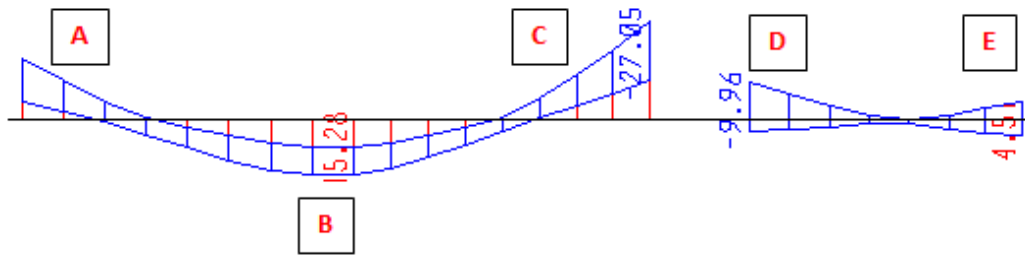


Figura 8.8.2 Envolvente de momentos flectores Viga V-01 (tn.m)

Analizando para los valores máximos, que corresponden a las secciones A, B, C, D y E.

Tabla 8.8.1 Análisis para los valores máximos a las secciones A, B, C, D y E

	SECCIÓN				
	A	B	C	D	E
b (cm)	30	30	30	30	30
h (cm)	65	65	65	65	65
d (cm)	57	57	57	57	57
Mu (ton.m)	16.9	15.3	27.1	10.0	4.5
Ku	17.3	15.7	27.8	10.3	4.6
ρ	0.49%	0.44%	0.81%	0.28%	0.12%
As calculado (cm ²)	8.3	7.5	13.9	4.8	2.1
As mín (cm ²)	4.10	4.10	4.10	4.10	4.10
As máx (cm ²)	27.19	27.19	27.19	27.19	27.19
Refuerzo escogido	3 ϕ 3/4"	4 ϕ 3/4"	5 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"	2 ϕ 3/4"
As colocado (cm ²)	8.52	11.36	14.2	5.68	5.68
As colocado/As calculado	102.38%	151.71%	102.27%	118.33%	267.98%

A continuación se presenta un esquema de la viga con su respectivo acero calculado por flexión, luego se procederá a verificar los requerimientos de la Norma E.060 para diseño sísmico

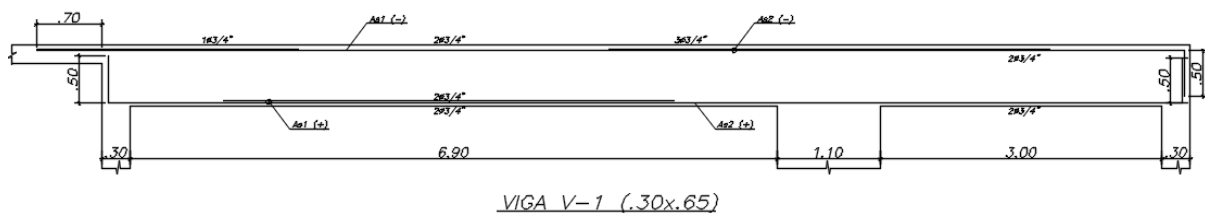


Figura 8.8.3 Esquema de la viga con el acero calculado por flexión

Se tiene:

- $As1(+)$ = 11.36 cm²
- $As2(+)$ = 5.68 cm²
- $As1(-)$ = 5.68 cm²
- $As2(-)$ = 14.2 cm²

Para cumplir con los requerimientos de la Norma E.060 especificados en la sección 8.6 se debe verificar lo siguiente:

1. $As2(+)$ debe brindar como mínimo 1/3 (33%) de la resistencia que brinda el máximo negativo $As2(-)$.

Tabla 8.8.2 Resistencias

	$As2(+)$	$As2(-)$
b (cm)	30	30
h (cm)	65	65
d (cm)	57	57
As (cm²)	5.7	14.2
ρ	0.33%	0.83%
Ku	10.3	10.8
ϕM_n (tn.m)	11.8	27.60
$\phi M_n(As2(+))/\phi M_n(As2(-))$	42.61%	

Como se puede observar $As2(+)$ brinda 38.6% de la resistencia que se tiene en $As2(-)$; por lo tanto, se cumple con el requerimiento de la Norma.

2. $As1(-)$ debe ser, por lo menos, ¼ (25%) de $As2(-)$.

$$\frac{As1(-)}{As2(-)} = \frac{5.68}{14.2} = 40.0\%; \text{ se cumple con el requerimiento de la Norma.}$$

Corte de refuerzo

Para determinar la longitud de corte de los bastones y cumplir con los requerimientos de la Norma, primero se debe saber cuáles son los puntos teóricos de corte.

Capacidad del acero colocado.

- $As1(+)$ = 13.62 cm² → ϕM_n = 26.59 tn.m
- $As2(+)$ = 5.68 cm² → ϕM_n = 11.76 tn.m
- $As1(-)$ = 5.68 cm² → ϕM_n = 11.76 tn.m
- $As2(-)$ = 14.2 cm² → ϕM_n = 27.60 tn.m

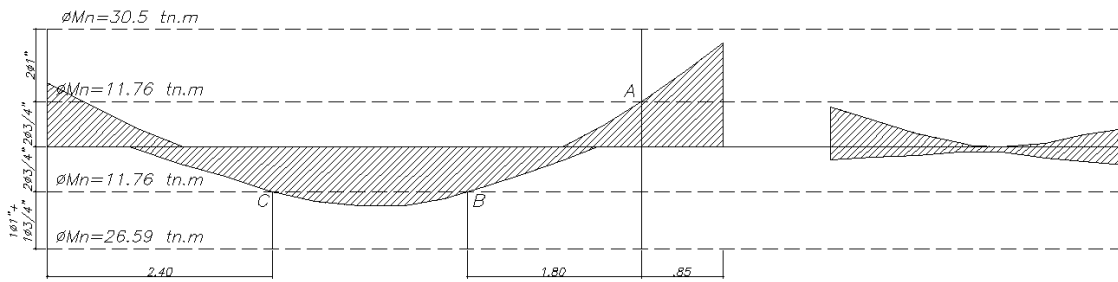


Figura 8.8.4 Puntos teóricos de corte (cotas en m).

Luego, de acuerdo a lo dispuesto en la Norma E.060, se cortan los bastones como mínimo a una distancia d o d_b del punto teórico de corte, además todos los bastones son mayores a la longitud de anclaje l_d .

- $d = 58 \text{ cm}$
- $12 d_b = 23 \text{ cm}$ para $\phi \frac{3}{4}$ " y 30.5 cm para $\phi 1$ "
- l_d para barras superiores en tracción ($f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$): 70 cm para $\phi \frac{3}{4}$ " y 125 cm para $\phi 1$ "
- l_d para barras inferiores en tracción ($f'c = 210 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$): 50 cm para $\phi \frac{3}{4}$ " y 90 cm para $\phi 1$ "

Entonces se tiene:

- Para el bastón ubicado en el máximo negativo (punto A) $l = 85 + 58 = 143 \text{ cm}$, esta es la dimensión que domina; por lo tanto se elige un bastón de 180 cm . (luego, se explicará por qué se utilizó esta dimensión)
- Como se puede observar, en el segundo tramo no se necesitarían bastones, ya que el acero corrido cumple con la resistencia requerida. Pero, por buena práctica, se colocará la misma longitud de bastón al otro lado del apoyo.
- Para los bastones positivos (puntos B y C) $l = 58 \text{ cm}$, (medido desde los puntos B y C)

Finalmente, un esquema de la viga con las longitudes de corte

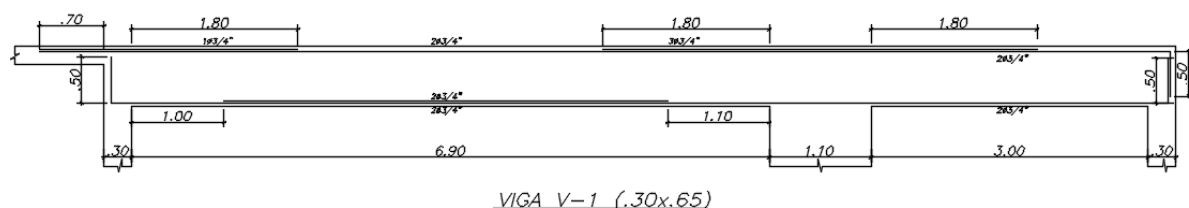


Figura 8.8.5 Distribución final del refuerzo por flexión de la viga V-1

Como se puede observar en la figura, se colocó una longitud de bastón mayor a la requerida en el punto A, al igual que en los puntos B y C. Esto se debe a que en el apoyo de 30 cm del primer tramo no se cumple la longitud de anclaje de fierro colocado; por lo tanto, el acero no puede desarrollar la resistencia requerida. Es por ello que se redistribuyen los momentos en el tramo haciendo que el positivo de ese tramo crezca. El criterio utilizado para las longitudes de corte fueron //4 para el negativo, //6 para el positivo que se encuentra debajo del máximo negativo y //7 para el positivo que se encuentra en el apoyo de 30 cm.

Diseño por corte

Del análisis estructural realizado considerando todas las combinaciones de carga, se obtiene la siguiente envolvente de fuerzas cortantes.

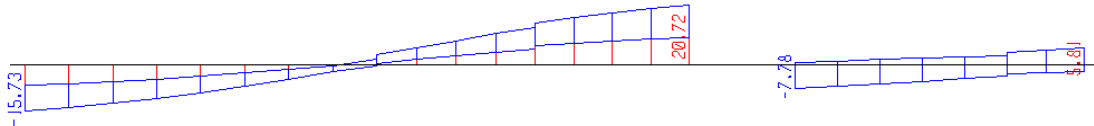


Figura 8.8.6 Envolvente de fuerzas cortantes

Al tener la viga cierta responsabilidad sísmica, según la Norma E.060 se debe trabajar con el V_u por capacidad.

En el primer tramo se tiene:

Apoyo izquierdo:	$As^+ = 5.68 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 13.07 \text{ tn.m}$
	$As^- = 5.68 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 13.07 \text{ tn.m}$
Apoyo derecho:	$As^+ = 5.68 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 13.07 \text{ tn.m}$
	$As^- = 15.88 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 33.89 \text{ tn.m}$

En el segundo tramo se tiene:

Apoyo izquierdo:	$As^+ = 5.68 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 13.07 \text{ tn.m}$
	$As^- = 15.88 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 33.89 \text{ tn.m}$
Apoyo derecho:	$As^+ = 5.68 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 13.07 \text{ tn.m}$
	$As^- = 5.68 \text{ cm}^2$	→	$M_n = 13.07 \text{ tn.m}$

NOTA . - Anteriormente, se mencionó que el acero en los apoyos de 30 cm no desarrollaría su máximo momento nominal; sin embargo, para calcular el V_u por capacidad sí se considera que desarrolla su máxima capacidad, ya que es la forma más conservadora de realizarlo.

Una vez calculadas las capacidades en los apoyos, se procede a calcular las cortantes según lo presentado en la sección 8.3.

- Luces libres de los tramos $ln_1 = 6.90$ m y $ln_2 = 3.0$ m
- Cortantes isostáticas: $Visost_1 = 13.16$ tn y $Visost_2 = 2.86$ tn

A continuación se muestran las cortantes relacionadas a la capacidad de los apoyos, para los casos en que los momentos actúan en sentido antihorario y horario:

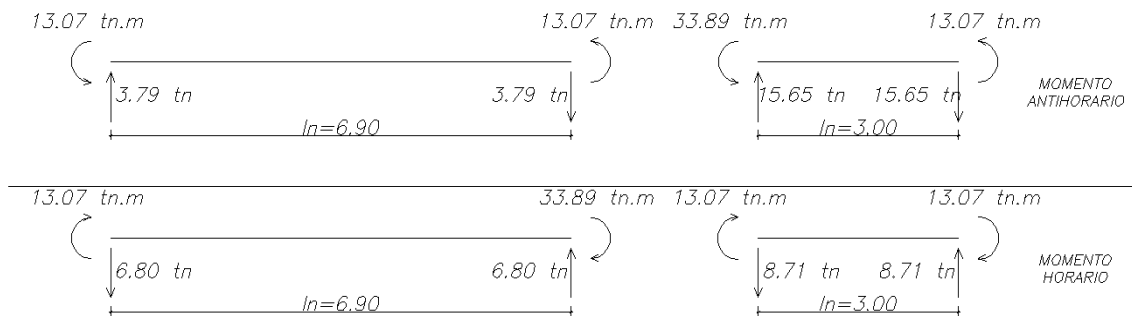


Figura 8.8.7 Fuerzas cortantes relacionadas con la capacidad Mn en los apoyos

Si a todos los valores obtenidos se le suma la fuerza isostática correspondiente, se obtienen las siguientes fuerzas:

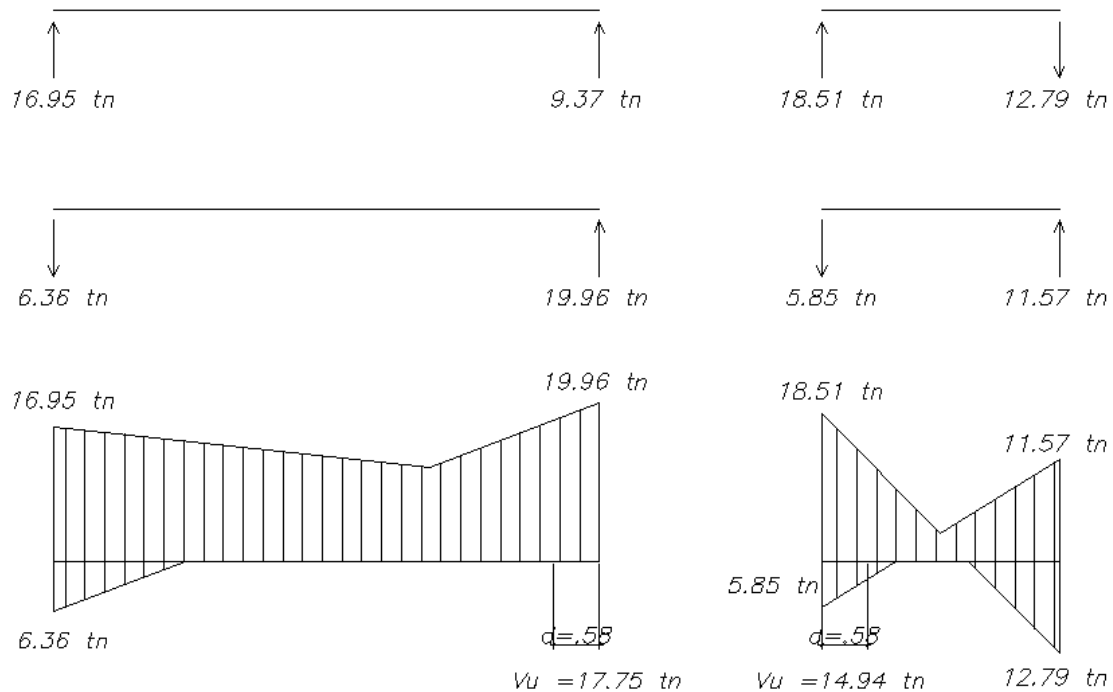


Figura 8.8.8 Fuerzas cortantes y envolventes de diseño calculadas por capacidad

NOTA.- Es importante recalcar que para obtener la envolvente mostrada en la figura se obtuvieron los valores máximos en los extremos y se unieron con líneas rectas, pero esto sólo se cumple para cargas uniformemente repartidas. En este análisis se tiene una carga triangular y cargas puntuales, pero por practicidad se optó por unir las con líneas rectas.

Finalmente, se obtiene un valor de $Vu = 17.75$ tn para el primer tramo y $Vu = 14.94$ tn para el segundo. Al comparar estos valores con la envolvente para las combinaciones de carga, se observa que las fuerzas de diseño son muy parecidas en el primer tramo, pero en el segundo tramo, se nota un incremento considerable.

Por lo general, en vigas relativamente cortas (hasta 3 o 3.5 m) o en vigas que no tienen mucha carga de gravedad y con responsabilidad sísmica el cortante por capacidad es el que domina. Sin embargo, como se mencionó en la sección 8.3, la Norma E.060 permite trabajar con las cortantes obtenidas con el sismo amplificado por 2.5, en caso sean menores a las halladas por capacidad. Este procedimiento adicional se realiza con el fin de no considerar un cortante muy elevado y poco probable. Por lo tanto, se tiene la siguiente envolvente para el sismo amplificado:

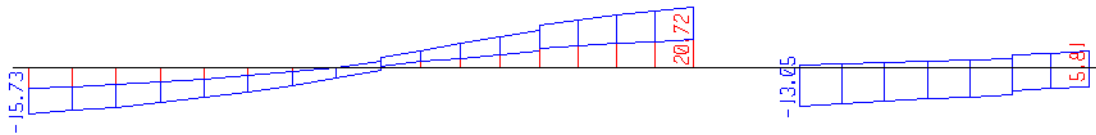


Figura 8.8.9 Envolvente de fuerzas cortantes con sismo amplificado por 2.5

Se puede observar que en el primer tramo los cortantes máximos no varían, ya que en este tramo mandan las cargas de gravedad. Por otro lado, la cortante máxima en el segundo tramo es un 40% menor al obtenido por capacidad, por lo tanto el Vu con el que se trabajará para este tramo es 13.05 tn.

En resumen, los valores de Vu que se utilizarán para el diseño son:

- Para el primer tramo $Vu = 20.72$ tn (para ambos apoyos)
- Para el segundo tramo $Vu = 13.05$ tn (para ambos apoyos)

Calculando el aporte del concreto a la resistencia

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 13.17 \text{ tn}$$

$$\phi V_c = 11.2 \text{ tn}$$

Se puede notar que $V_u > \phi V_c$ en ambos tramos; por lo que es necesario refuerzo. Para ello, se calcula la cortante que deben resistir los estribos y el espaciamiento necesario, utilizando estribos simples de $\phi 3/8"$. Utilizando las expresiones presentadas en 8.3 se tiene:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

- Para el primer tramo :

$$V_s = \frac{20.72}{.85} - 13.17 = 11.2 \text{ tn}$$

$$s = \frac{1.42 * 4200 * 57}{11200} = \mathbf{30 \text{ cm}}$$

- Para el segundo tramo :

$$V_s = \frac{13.05}{.85} - 13.17 = 2.2 \text{ tn}$$

$$s = \frac{1.42 * 4200 * 57}{2200} = \mathbf{154 \text{ cm}}$$

Se observa que los espaciamientos requeridos son grandes, pero al ser una viga con responsabilidad sísmica se deben tener en cuenta las consideraciones presentadas en la sección 8.3

- Zona de confinamiento mínima = $2h = 1.30\text{m}$
- Primer estribo debe estar como máximo a 10 cm del apoyo

En esta zona de confinamiento, los estribos deben estar separados como máximo el menor de los siguientes valores:

- $d/4 = 16.25 \text{ cm}$
- $10d_b$ (barra longitudinal) = 25.4 cm
- $24d_b$ (estribo) = 22.86 cm

Por lo tanto, se considera un máximo espaciamiento de 15 cm.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo debería ser $d/2 = 28.5$ cm. Por lo tanto, se elige la siguiente distribución de estribos: **1@0.05, 9@.15, Rto.@.30**

Control de deflexiones

Cada tramo de la viga cuenta con un apoyo continuo y otro apoyado. Según la tabla mostrada en la sección 6.6, para estas condiciones de borde se debe contar con un peralte mínimo de $l_n/18.5$. Entonces, se tiene:

$$h_{\min 1} = \frac{l_{n1}}{18.5} = \frac{6.90}{18.5} = 0.37\text{m}$$

$$h_{min2} = \frac{ln_2}{18.5} = \frac{3.00}{18.5} = 0.16m$$

Y la viga en estudio cuenta con un peralte de 0.65 m; por lo tanto cumple con los requerimientos de la Norma E.060 para no calcular deflexiones.

Control de fisuración

A continuación se muestra el diagrama de momentos en condiciones de servicio

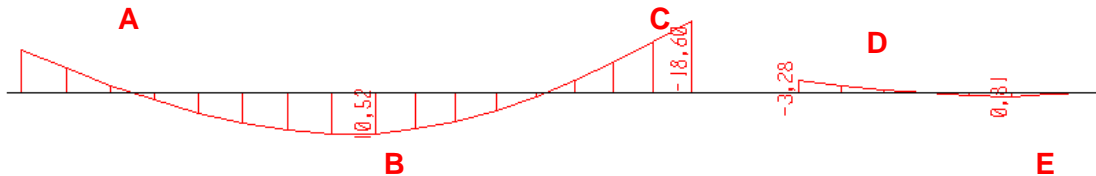


Figura 8.8.10 Diagrama de momentos flectores en condiciones de servicio para la viga V-1

Es necesario verificar que las cargas aplicadas sobre la viga no producirán fisuración considerable. Por lo tanto, se procede a calcular el parámetro “Z” para las secciones A, B, C, D y E

Tabla 8.8.3 Cálculo del parámetro “Z” para el control de fisuración

	SECCIÓN				
	A	B	C	D	E
b (cm)	30	30	30	30	30
h (cm)	65	65	65	65	65
d (cm)	57	57	57	57	57
As (cm ²)	5.68	13.62	15.88	15.88	5.68
Ms (tn.m)	11.1	10.52	18.6	3.28	0.81
ys (cm)	4.85	8	8	8	4.85
Nº barras	2	4	4	4	2
fs = Ms/0.9dAs (kg/cm ²)	3809.41	1505.64	2283.21	402.63	277.98
Act = 2ysb/Nºbarras (cm ²)	145.5	120	120	120	145.5
dc	4.85	4.85	4.85	4.85	4.85
Z = fs(dcAct) ^(1/3) (kg/cm)	33915.03	12570.78	19062.77	3361.61	2474.88
Z/26000	1.30	0.48	0.73	0.13	0.10

El valor máximo que debe tener el valor “Z” es 26000 kg/cm y como se puede observar, se cumple esta condición en todas las secciones, excepto en la sección A ya que se colocó 68,3% del acero requerido y debido a que la longitud de anclaje no es suficiente para que el acero desarrolle la resistencia requerida. Es por ello que se realizó una redistribución de momentos flectores, reforzando el positivo y generando un apoyo simple en ese extremo. Al tomar este apoyo de 30 cm como apoyo simple se está considerando que podría girar libremente lo que en la realidad se representa como fisuración.

CAPÍTULO 9

DISEÑO DE COLUMNAS

Las columnas, al igual que las placas, llevan las cargas de las vigas hacia la cimentación, y además ayudan a controlar los desplazamientos laterales de la estructura. Es por ello que, dependiendo de la densidad de placas en la estructura, es necesario tener consideraciones especiales indicadas en la Norma E.060.

9.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las cargas de gravedad se obtienen del metrado realizado en el capítulo 4 y las cargas sísmicas del modelo utilizado para realizar el análisis sísmico. Una vez obtenidas todas las cargas se procede a resolver las combinaciones presentadas en la Norma E.060.

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) \pm S$$

$$U = 0.9 CM \pm S$$

Las columnas, en su mayoría, reciben momentos en ambas direcciones (X-X e Y-Y). Por ello, es conveniente analizar cada dirección por separado y obtener las combinaciones de carga para cada eje. A diferencia de las vigas, no se utiliza una envolvente de diseño, sino se estudia cada combinación por separado.

9.2. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN UNIAXIAL

Por lo general las columnas se encuentran bajo cargas axiales considerables, por lo tanto, esfuerzos de compresión importantes afectan el comportamiento frente a sollicitaciones de momento. A esta acción simultánea de momentos flectores y cargas axiales se le conoce como “flexocompresión”, y a la curva que relaciona simultáneamente la resistencia a la compresión y la resistencia a la flexión de una columna se le conoce como “diagrama de interacción”.

El diseño de una columna es un proceso iterativo, se empieza asumiendo una armadura con una determinada distribución en la sección y luego se elaboran los diagramas de interacción para cada dirección de análisis, utilizando los factores de reducción especificados para cada tipo de sollicitación. Para finalizar el diseño, todas las combinaciones de carga se ubican por debajo de la curva de resistencia de la sección, pero también teniendo en cuenta que la sección no se encuentre muy holgada.

La Norma E.060 en el artículo 10.9.1 especifica los límites para la cuantía de acero longitudinal en columnas, siendo la cuantía mínima especificada de 1% para contrarrestar efectos de flujo plástico en el concreto y la máxima de 6%, para evitar congestiones de acero en el elemento. Las cuantías dadas se aplican al área total bruta de la sección.

9.3. DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN BIAIXIAL

La teoría indica que al existir momentos actuantes en ambas direcciones, se debe realizar un diagrama de interacción a manera de superficie. Sin embargo, este procedimiento es engorroso, por lo que la Norma E0.060 presenta una forma conservadora de estimar el rango en el cual el diseño por flexocompresión uniaxial es válido. En el artículo 10.18 propone evaluar las siguientes expresiones:

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{no}} \geq 0.1 : \frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

$$\text{Si } \frac{P_u}{\phi P_{no}} < 0.1 : \frac{M_{ux}}{\phi M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi M_{ny}} \leq 1$$

Donde:

P_u = Carga axial última de diseño

M_{ux} = Momento último de diseño respecto al eje X

M_{uy} = Momento último de diseño respecto al eje Y

ϕP_{nx} = Resistencia de diseño bajo la acción única de momento en X ($e_y=0$)

ϕP_{ny} = Resistencia de diseño bajo la acción única de momento en Y ($e_x=0$)

ϕP_{no} = Resistencia de diseño bajo la acción única de carga axial ($e_x=e_y=0$)

ϕM_{nx} = Resistencia de diseño respecto al eje X

ϕM_{ny} = Resistencia de diseño respecto al eje Y

9.4. EFECTOS DE ESBELTEZ

Al diseñar una columna se asumen excentricidades de diseño M/P , las cuales podrían verse incrementadas debido a la curvatura del elemento, pero esto depende de la esbeltez del elemento. Estos efectos que no son contemplados en el análisis elástico reciben el nombre de "efectos de segundo orden". La Norma E.060 plantea dos alternativas para estimar estos efectos, dependiendo de si el entrepiso donde se encuentra ubicada esta columna presenta o no desplazamiento lateral importante.

Según la Norma E.060 en el artículo 10.11.4 una estructura se considera sin desplazamiento lateral si al hacer un análisis de segundo orden, el incremento de los momentos en los extremos de las columnas no excede de un 5% de los mismos momentos calculados con un análisis de primer orden. Como segunda alternativa indica que si el índice de estabilidad de entrepiso (Q) es menor a 0.06, la estructura se puede considerar como arriostrada.

9.4.1 Estructuras sin desplazamiento lateral

En el artículo 10.12.2 la Norma E.060 indica que se permite ignorar los efectos de esbeltez en estructuras sin desplazamiento lateral si se cumple:

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right); \quad [34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right)] \leq 40$$

Donde:

$M1$ = Menor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, positivo si elementos está flexionado en curvatura simple y negativo si hay doble curvatura.

$M2$ = Mayor momento de diseño en uno de los extremos de la columna, siempre positivo.

k = Factor de longitud efectiva. La Norma E.060 indica que para estructuras sin desplazamiento lateral se puede asumir $k=1$, conservadoramente.

lu = Longitud sin arriostrar en la columna.

r = Radio de giro de la sección transversal.

En caso no cumplirse con este requerimiento, la Norma E.060 indica que se amplifican los momentos de diseño mediante la siguiente expresión:

$$M1 = \delta ns M1 \quad M2 = \delta ns M2$$

Donde: δns es el factor de amplificación de momento para pórticos arriostrados y se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\delta ns = \frac{Cm}{1 - \frac{Pu}{0.75Pc}} \geq 1; \text{ donde: } Pc = \frac{\pi^2 EI}{(kl_u)^2} \text{ y } EI = \frac{(0.2Ec I_g + Es I_{se})}{1 + \beta d} \text{ ó } \frac{(0.4Ec I_g)}{1 + \beta d}$$

Además:

Cm = Factor que relaciona la forma del diagrama de momento con el tipo de curvatura. Para elemento con curvatura simple se toma igual a uno. Mientras que, para elementos con doble curvatura (la mayoría de casos) se calcula usando $Cm = 0.6 + 0.4(M1/M2)$ y $Cm \geq 0.4$.

- P_u = Fuerza axial última de diseño.
 P_c = Carga crítica de pandeo (Euler)
 EI = Producto del módulo de elasticidad y la inercia de la sección fisurada.
 E_c = Módulo de elasticidad del concreto.
 I_g = Inercia de la sección bruta de concreto (en la dirección analizada)
 E_s = Módulo de elasticidad del acero.
 I_{se} = Inercia del acero de refuerzo (en la dirección analizada)
 Bd = Para estructuras sin desplazamiento lateral es la relación entre el momento último debido a la carga muerta permanente M_{cm} y el momento último de diseño M_u , siempre positivo.

También se indica que si M_2/P_u es menor que $(1.5 + 0.03h)$, para el cálculo de C_m , se deberán amplificar los momentos M_1 y M_2 considerando una excentricidad mínima de $(1.5 + 0.03h)$, o en su defecto tomar $C_m = 1$. Nótese que h (cm) es el peralte de la columna en la dirección analizada.

9.4.2 Estructuras con desplazamiento lateral

En su artículo 10.13.2 indica que pueden despreciarse los efectos de esbeltez en estructuras con desplazamiento lateral si se cumple:

$$\frac{kl_u}{r} \leq 22 \quad k \geq 1$$

En caso no se cumpla con este requerimiento, la Norma E.060 en el artículo 10.13.3 indica que se usen las siguientes expresiones:

$$M_1 = \delta_{ns}M_1 + \delta_s M_{1s} \quad M_2 = \delta_{ns}M_2 + \delta_s M_{2s}$$

Donde:

δ_{ns} = Factor de amplificación de momento de pórticos arriostrados. Se calcula usando las mismas expresiones de la sección 9.4.1

δ_s = Factor de amplificación de momento de pórticos no arriostrados. El valor que se calcule será el mismo para las columnas pertenecientes a un mismo pórtico.

M_{1s} y M_{2s} = Cargas de sismo amplificadas.

Para el cálculo del factor δ_s se debe hacer un análisis de segundo orden; sin embargo, la Norma E.060 presenta dos alternativas para calcularlo.

$$\delta_s = \frac{1}{1-\rho}; \quad 1 \leq \delta_s \leq 1.5$$

Donde Q es el índice de estabilidad del entrepiso y se calcula según lo visto anteriormente en la sección 5.5.4. Si δ_s es mayor a 1.5, se realiza un análisis de segundo orden o se usa la siguiente expresión:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - \frac{\sum P_u}{0.75 \sum P_c}}$$

Donde las sumatorias se realizan por entrepiso y P_c se calcula con las mismas expresiones presentadas en la sección anterior. Además, se considera que algunas variables cambian con respecto al caso de estructuras arriostradas (βd y k).

Según Blanco (1992) un valor adecuado para βd puede ser cero, ya que para estructuras con desplazamiento lateral la carga sostenida no es la causante de la deformación lateral, sino que es causada por el sismo, que es eventual y de corta duración.

9.5. DISEÑO POR CORTE

La Norma E.060 en su artículo 11.3.1.2 propone la siguiente expresión para elementos sometidos a compresión axial para estimar el aporte del concreto a la resistencia por corte

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

Donde Nu es la carga axial en kg. De la misma forma que las vigas, las columnas llevan estribos como refuerzo por corte. Y de manera similar, la resistencia requerida y el espaciamiento necesario se calcula mediante:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad s = \frac{A_v * f_y * d}{V_s}$$

Se deberá cumplir para todas las combinaciones que $\phi V_n \geq V_u$, donde $V_n = V_c + V_s$. Además, al igual que para vigas, la Norma E.060 dispone de consideraciones especiales para el diseño sísmico por corte en columnas, con la finalidad de darle un comportamiento dúctil durante un evento sísmico. La fuerza cortante de diseño se halla mediante un análisis por capacidad, teniendo en cuenta lo mostrado en la siguiente figura:

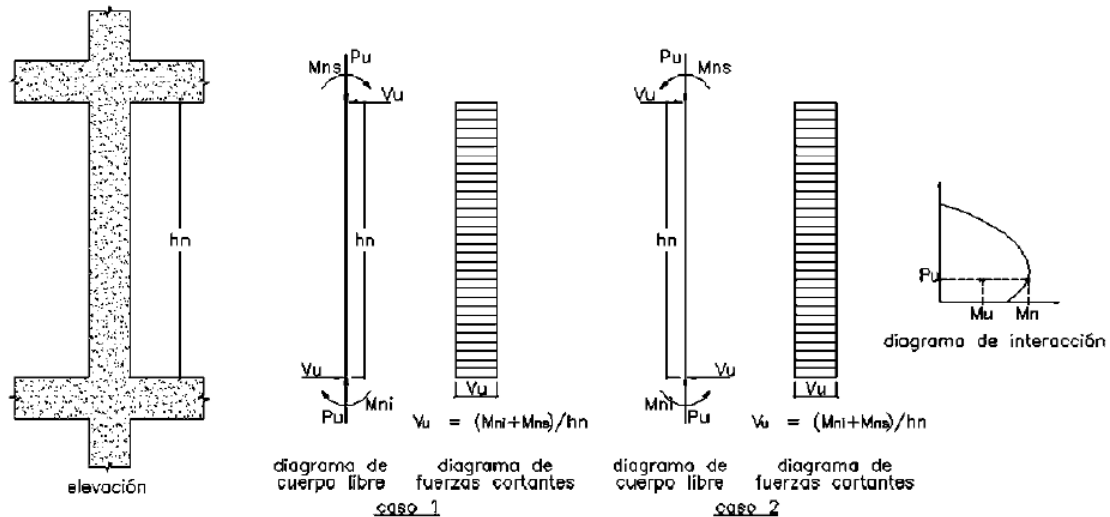


Figura 9.5.1 Fuerza cortante de diseño según la Norma E.060

Además, se debe comparar esta fuerza V_u con la envolvente de fuerzas cortantes obtenida de considerar las cargas sísmicas amplificadas por 2.5., eligiendo el menor valor para evitar considerar escenarios poco probables.

De acuerdo al artículo 21.4.5 de la Norma E.060, el espaciamiento de los estribos debe cumplir con los siguientes requisitos:

- El primer estribo debe ir a no más de 5 cm de la cara del nudo
- En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre:
 - Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 10 cm.
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor de los siguientes:
 - Una sexta parte de la luz.
 - La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 50 cm.
- Fuera de la longitud L_o , la separación no será mayor que:
 - La requerida por corte.
 - La mitad del peralte efectivo
 - 16 veces el diámetro de las barras longitudinales
 - 48 veces el diámetro del estribo.
 - La menor dimensión de la sección transversal del elemento.
 - 30 cm.

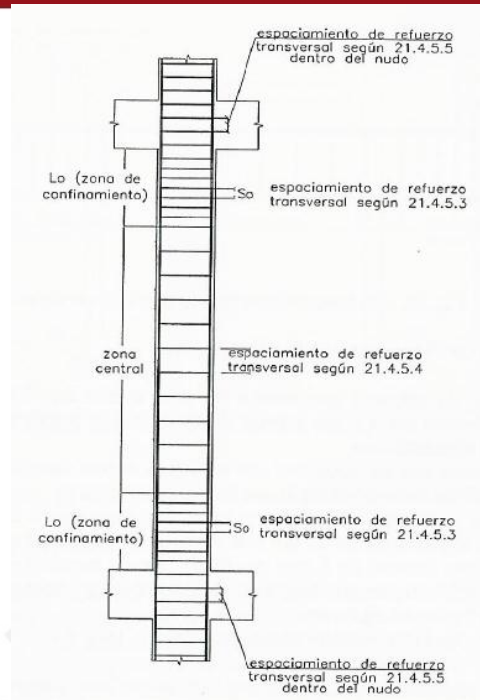
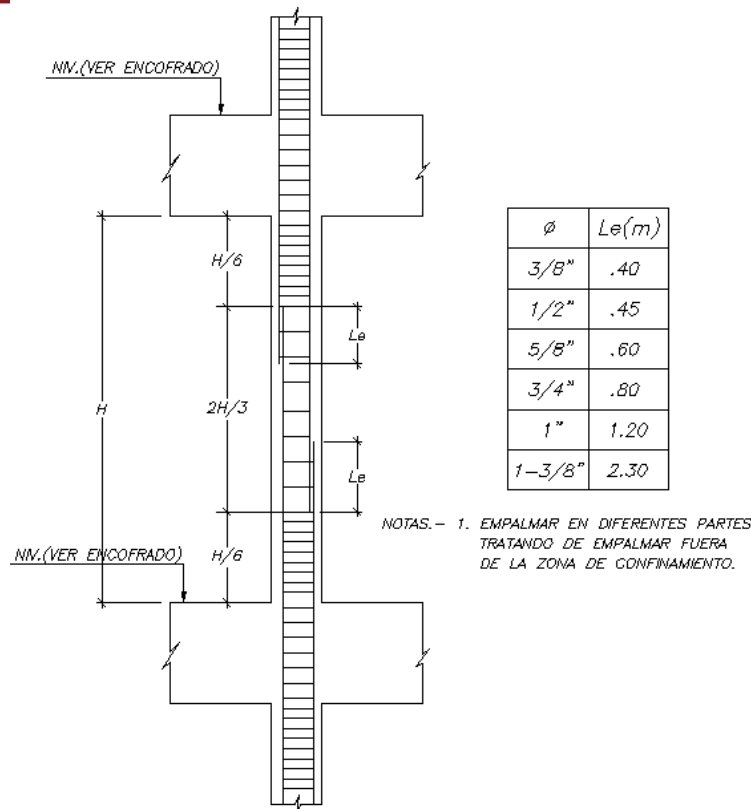


Figura 9.5.2 Disposiciones para el espaciado de estribos según la Norma E.060

9.6. EMPALMES POR TRASLAPE DE REFUERZO

En la mayoría de columnas, en la zona central se presenta poco esfuerzo por flexión y poca congestión de acero, por ello es conveniente realizar el empalme en esta zona. Sin embargo, en edificios de muros también se pueden realizar los empalmes en las zonas cercanas a los nudos, ya que la sollicitación que predomina en este tipo de columnas es la carga axial, pero es necesario incrementar la longitud de empalme. En el siguiente esquema se muestran algunas consideraciones:



DETALLE DE EMPALME DE COLUMNAS

Figura 9.6.1 Consideraciones para el empalme de refuerzo en columnas

9.7. EJEMPLO DE DISEÑO

Se desarrolla el diseño completo de la columna P-2 ubicada en la intersección de los ejes B' y 6, cuyas dimensiones son .30x1.10 m. Luego de realizar el análisis estructural se obtuvieron las siguientes cargas para el primer piso.

Tabla 9.7.1 Cargas para el primer piso

	P(tn)	$M_{xx}(tn.m)$	$M_{yy}(tn.m)$	$V_{xx}(tn)$	$V_{yy}(tn)$
CM	151.2	8.41	-0.4	5.15	0.1
CV	35.2	1.8	-0.2	1.1	0.05
S_{xx}	6.2	7.68	0.183	3.8	0.128
S_{yy}	0.65	2.74	7.52	2.7	4.48

Efectos de esbeltez

En la sección 5.5.4 se verificó que el edificio se considera como arriostrado, ya que todos los valores del índice de estabilidad obtenidos fueron menores que 0.06. Por lo tanto, se verifican los efectos de esbeltez de acuerdo a la sección 9.4.1. Por lo

general, en situaciones convencionales, los momentos $M1$ y $M2$ son iguales y se podrán ignorar los efectos de esbeltez si se cumple la siguiente expresión:

$$\frac{klu}{r} \leq 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) = 34 - 12(-1) = 46; \text{ pero } \left[34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \right] \leq 40$$

Entonces se procede a verificar en ambas direcciones, considerando el radio de giro r igual a $0.3h$, lu como la altura libre de la columna 215 cm y $k = 1$, se tiene:

Para la dirección X-X: $\frac{klu}{r_x} = \frac{1 \times 215}{0.3 \times 110} = 6.51$

Para la dirección Y-Y: $\frac{klu}{r_y} = \frac{1 \times 215}{0.3 \times 30} = 23.89$

Finalmente, se verifica que el valor de $\frac{klu}{r}$ es menor a 40 en ambas direcciones; por lo tanto, no se toman en cuenta los efectos de esbeltez para la columna.

Diseño por flexocompresión uniaxial

Al evaluar las combinaciones de carga se tiene:

Tabla 9.7.2 Combinaciones de carga

COMBINACIÓN	Pu(tn)	Mu _{xx} (tn.m)	Mu _{yy} (tn.m)
1.4CM + 1.7CV	272	14.83	-0.90
1.25(CM+CV) + CSX	239	20.44	-0.57
1.25(CM+CV) - CSX	227	5.08	-0.93
0.9CM + CSX	142	15.25	-0.18
0.9CM - CSX	130	-0.11	-0.54
1.25(CM+CV) + CSY	234	15.50	6.77
1.25(CM+CV) - CSY	232	10.02	-8.27
0.9CM + CSY	137	10.31	7.16
0.9CM - CSY	135	4.83	-7.88

Al calcular el acero mínimo para una sección de 30x110 cm. Se obtiene que para un área bruta de 3300 cm² y considerando la cuantía mínima (1%) se obtienen 33 cm². Por lo tanto, la primera iteración se realiza con 12 barras de $\phi 3/4$ " que da un área de acero de 34.08 cm². Con estas condiciones se obtiene el siguiente diagrama de interacción

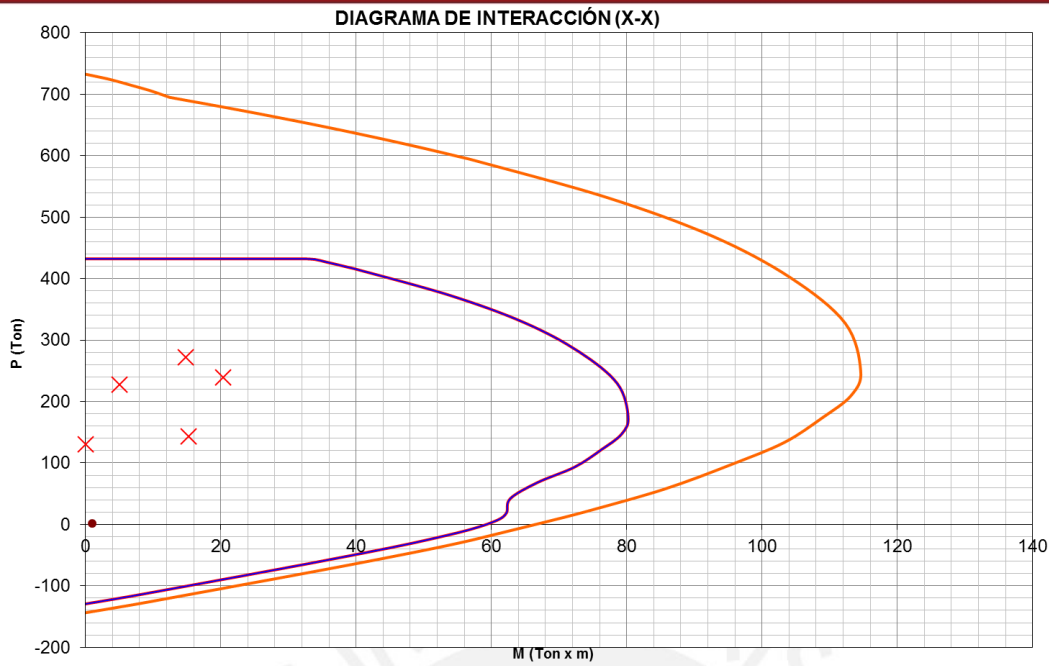


Figura 9.7.1 Puntos (M_u, P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X

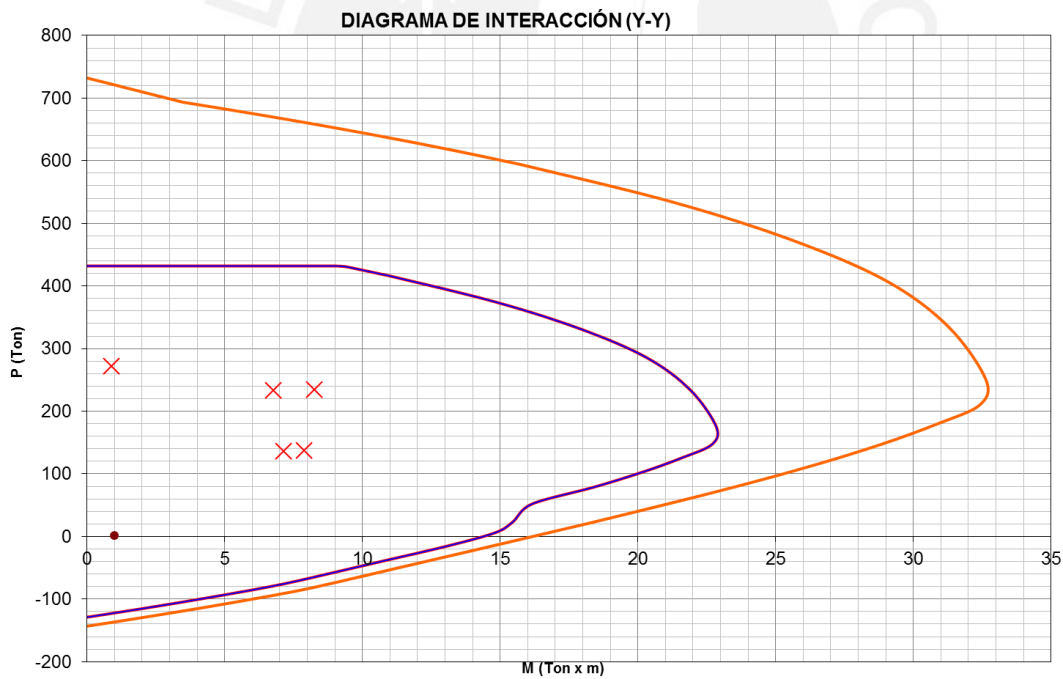


Figura 9.7.2 Puntos (M_u, P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y

Se puede observar que el diseño está bastante holgado, a pesar de colocar la cuantía mínima. Esto se atribuye a que la sección es grande y no tiene mayor sollicitación sísmica.

Flexión biaxial

Para culminar el diseño por flexocompresión, se verifica por flexión biaxial, utilizándose la combinación "1.25x(CM + CV) + CSX", por ser la que mayor momento genera.

Se tiene:

$$\phi P_{no} = 432.3 \text{ tn}$$

$$P_u = 239.2 \text{ tn} \rightarrow \frac{239.2}{432.3} = 0.55 > 0.1 \text{ se puede utilizar la fórmula presentada en 9.3}$$

$$M_{ux} = 20.44 \text{ tn.m} \rightarrow \phi P_{nx} = 432.3 \text{ tn}$$

$$M_{uy} = -0.57 \text{ tn.m} \rightarrow \phi P_{ny} = 432.3 \text{ tn}$$

$$P_{u_{\max}} = \left(\frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}} \right)^{-1} = \left(\frac{1}{432.3} + \frac{1}{432.3} - \frac{1}{432.3} \right)^{-1} = 432.3 \text{ tn}$$

Como se puede observar, se cumple con el requerimiento, ya que $P_u = 239.2 \text{ tn}$ y $P_{u_{\max}} = 432.3 \text{ tn}$. Por lo tanto, el diseño final por flexocompresión es de 12 barras de $\phi 3/4$ ".

Diseño por corte

Se calculan las fuerzas cortantes considerando la capacidad de cada nudo de la columna, y para ello es necesario obtener los momentos nominales mediante los diagramas de interacción presentados previamente.

Tabla 9.7.3 Momentos nominales en los nudos para cada combinación

COMBINACIÓN	P_u (tn)	$M_{u_{xx}}$ (tn.m)	$M_{u_{yy}}$ (tn.m)
1.4CM + 1.7CV	271.52	115.3	32.3
1.25(CM+CV) + CSX	239.2	114.6	32.6
1.25(CM+CV) - CSX	226.8	113.2	32.6
0.9CM + CSX	142.28	105.3	27.9
0.9CM - CSX	129.88	103.3	27.9
1.25(CM+CV) + CSY	233.65	113.5	32.6
1.25(CM+CV) - CSY	232.35	113	32.6
0.9CM + CSY	136.73	104.5	27.9
0.9CM - CSY	135.43	104.3	27.9

De los valores presentados se obtiene 114.6 como mayor valor de momento nominal de las combinaciones que incluyen sismo, por lo tanto, el cortante último de diseño es:

$$V_u = \frac{114.6 + 114.6}{2.65} = 86.49 \text{ tn}$$

También se verifican con las cargas de sismo amplificadas por 2.5. Los valores obtenidos son los siguientes:

Tabla 9.7.4 Cargas de sismo amplificadas por 2.5.

COMBINACIÓN	SISMO x 1		SISMO x 2.5	
	$Vu_{xx}(tn)$	$Vu_{yy}(tn)$	$Vu_{xx}(tn)$	$Vu_{yy}(tn)$
1.4CM + 1.7CV	9.08	0.23	9.08	0.23
1.25(CM+CV) + CSX	11.61	0.32	17.31	0.51
1.25(CM+CV) - CSX	4.01	0.06	-1.69	-0.13
0.9CM + CSX	8.44	0.22	14.14	0.41
0.9CM - CSX	0.84	-0.04	-4.87	-0.23
1.25(CM+CV) + CSY	10.51	4.67	14.56	11.39
1.25(CM+CV) - CSY	5.11	-4.29	1.06	-11.01
0.9CM + CSY	7.34	4.57	11.39	11.29
0.9CM - CSY	1.94	-4.39	-2.12	-11.11

Al comparar el valor máximo obtenido amplificando por 2.5 los valores de sismo, con el valor obtenido por capacidad, se observa que el último es mucho mayor. Esto se debe a que la sollicitación sísmica que tiene esta columna es pequeña, las que se llevan todo el sismo son las placas de los límites de propiedad, por lo tanto, diseñarla con un corte muy elevado no es necesario. Además, la Norma E.060 permite trabajar con el corte que se obtiene de amplificar 2.5 veces el sismo. Finalmente, se trabaja con $Vu = 17.31$ tn.

Calculando el aporte del concreto:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} \left(1 + \frac{Nu}{140Ag} \right) * b_w * d = 0.53 * \sqrt{210} * \left(1 + \frac{239200}{140 * 30 * 110} \right) * 25 * 102$$

$$= 29725 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = .85 * 29.72 = 25.27 \text{ tn}$$

Se observa que en este caso en particular $\phi V_c > Vu$, y aunque en teoría no se necesitarían estribos, se debe cumplir con los requerimientos de la Norma.

Verificando lo especificado en la Norma E.060.

- $L_n/6 = 265/6 = 44$ cm
- La mayor dimensión: 110 cm $\rightarrow L_o = 110$ cm
- 50 cm

Nota.- confinar 110 cm puede parecer exagerado ya que en el análisis se comprobó que la columna no tiene mayor sollicitación sísmica, por lo tanto, luego de consultarle al asesor, se decidió que L_o debe ser 60 cm.

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento no será mayor que:

- 8 db (longitudinal $\phi 3/4"$) = 15.2 cm
- La mitad de la menor dimensión: $30/2 = 15$ cm $\rightarrow s = 10$ cm
- 10 cm

Fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no será mayor que:

- El requerido por V_u
- $d/2 = 51$ cm
- 16 db = 30.48
- 48 db (estribos $\phi 3/8"$) = 45.72 $\rightarrow s = 30$ cm
- La menor dimensión: 30 cm
- 30 cm

En el nudo el espaciamiento no será mayor que:

- $s_{m\acute{a}x} = \frac{AvF_y}{0.2\sqrt{f'c}b_w} = \frac{1.42*4200}{0.2\sqrt{210}*30} = 68.6$ cm
- $s_{m\acute{a}x} = \frac{AvF_y}{3.5b_w} = \frac{1.42*4200}{3.5*30} = 56.80$ cm $\rightarrow s = 15$ cm
- 15 cm

Finalmente, se muestra el diseño de la columna

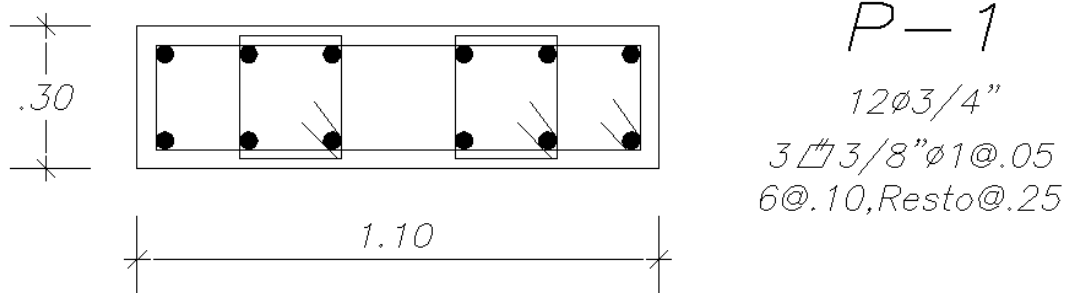


Figura 9.7.3 Diseño final de columna p-1

CAPÍTULO 10

DISEÑO DE MUROS DE CORTE (PLACAS)

Los muros de corte, son aquellos que además de cargas verticales, también reciben cargas horizontales importantes provenientes de sollicitaciones sísmicas. Estos elementos aportan rigidez a la estructura, ayudando a controlar los desplazamientos laterales producidos por un sismo.

10.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El análisis estructural para muros de corte es similar al realizado para columnas (ver sección 9.1).

10.2. REFUERZO MÍNIMO HORIZONTAL Y VERTICAL

Debido a que las dimensiones de un muro de corte suelen ser importante, la Norma E.060 en su artículo 14.3 señala lo siguiente:

$$\rho_h \geq 0.002 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

Estos mínimos son aplicables siempre y cuando no se requieran cuantías mayores por corte. En el mismo artículo, señala que el espaciamiento del refuerzo, tanto horizontal como vertical, no debe ser mayor a tres veces el espesor del muro ni 40 cm. También indica que si el muro tiene más de 20 cm de espesor el refuerzo debe distribuirse en ambas caras. Por último, el refuerzo vertical no necesita estar confinado, salvo que su cuantía sea mayor al 1% del área bruta.

10.3. DISEÑO POR FLEXIÓN

El comportamiento de un muro en flexión depende de si el muro es esbelto o no. Por consiguiente, el diseño de un muro a flexión debe diferenciarse para dos casos:

10.3.1 MUROS ESBELTOS ($H/L \geq 1$)

El comportamiento de este tipo de muro es similar al de las columnas, donde las fallas debido al sismo, son fallas por flexión. Si se realiza un correcto diseño pueden ser dúctiles, debido a que se forman rótulas plásticas en la base y ayudan a liberar energía. Por lo tanto, el diseño de este tipo de muro se realizará por flexocompresión.

El procedimiento para el diseño es en base a iteraciones, al igual que en las columnas, pero en este caso se tienen dos núcleos, uno en cada extremo, y acero repartido. En algunos casos, vigas se apoyan en zonas que se encuentran fuera de los núcleos, por

lo que es común colocarle núcleos extras en estas zonas. Finalmente, para el diseño se realizan los diagramas de interacción para cada dirección y se ubican los puntos (Mu, Pu) para comprobar la validez de la iteración.

10.3.2 MUROS BAJOS ($H/L < 1$)

En este tipo de muros, la falla más probable en caso de sismo es por tracción diagonal (falla frágil), por lo que la fuerza cortante es la que gobierna el diseño. En este caso, el comportamiento del muro se asemeja al de una viga de gran peralte, por lo que ya no corresponde realizar el diseño por flexocompresión.

Para el cálculo del acero de refuerzo en extremo de tracción, para secciones rectangulares, se utiliza la siguiente expresión (Blanco, 1994):

$$Mu = \phi A_s f_y z \text{ donde } z = 0.4L(1 + \frac{H}{L}); \text{ si } 0.5 < \frac{H}{L} < 1 \text{ y } z = 1.2H; \text{ si } \frac{H}{L} \leq 0.5$$

10.4. DISEÑO POR CORTE

La Norma E0.060 en sus artículos 11.10.3 a 11.10.10, indica las consideraciones necesarias para realizar el diseño del refuerzo por corte en placas.

El aporte del concreto según la Norma E0.060 se puede calcular mediante las siguientes expresiones, considerando el aporte de la carga axial:

$$V_c = A_c w (\alpha_c \sqrt{f'_c});$$

Donde:

$$\alpha_c = 0.80 \text{ para } \frac{h_m}{l_m} \leq 1.5$$

$$\alpha_c = 0.53 \text{ para } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0$$

$$0.53 < \alpha_c < 0.80 \text{ para } 1.5 < \frac{h_m}{l_m} < 2.0$$

- l_m es la longitud total del muro o del segmento de muro considerado
- h_m es la altura total del muro

Además, se especifica un máximo para el valor de V_n , el cual se muestra en la siguiente expresión:

$$V_n \leq 2.6 \sqrt{f'_c} t d$$

Si $Vu \leq 0.27\sqrt{f'c}td$, se requiere el refuerzo mínimo especificado en la sección 10.2

Si $Vu > 0.27\sqrt{f'c}td$ ó $Vu > \phi Vc$, se calcula la cuantía de refuerzo horizontal mediante las siguientes expresiones:

$$Vs = \frac{Vu}{\phi} - Vc \quad \rho_h = \frac{Vs}{f_y t d} \quad \rho_{h \text{ mín}} = 0.0025$$

Mientras que la cuantía de refuerzo vertical deberá ser calculada mediante la siguiente expresión:

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

La Norma indica que no es necesario considerar la cuantía de refuerzo vertical mayor a la horizontal; excepto cuando $H/L < 2$. Por otro lado, para los espaciamientos, tanto verticales como horizontales, debe cumplirse lo siguiente:

$$s_{\text{máx}} = 3t \quad \text{y} \quad s_{\text{máx}} = 40\text{cm}$$

Adicionalmente, la Norma E.060 en el artículo 21.9.5.3 hace referencia a las disposiciones para el diseño sísmico de muros estructurales, donde señala que la fuerza cortante de diseño debe ajustarse a la capacidad del acero realmente colocado en el muro:

$$Vu_{\text{diseño}} \geq Vu\left(\frac{Mn}{Mu}\right); \quad \frac{Mn}{Mu} \leq R$$

Y esta fuerza cortante debe considerarse para el diseño en una altura, medida desde la base del muro, no menor a L y $Mu/(4Vu)$, con la finalidad de generar rótulas plásticas en esa zona.

10.5. EMPALMES POR TRASLAPE DE REFUERZO

Los núcleos confinados se pueden considerar como columnas, por lo tanto, los empalmes de refuerzo se realizarán de acuerdo a lo especificado en la sección 9.6.

10.6. EJEMPLO DE DISEÑO

A manera de ejemplo se realiza el diseño de la Placa-2 ubicada en el eje "A" entre los ejes "5" y "6". Esta placa nace en el semisótano, pero la sección crítica se encuentra en la base del primer piso debido a la gran densidad de muros que existen en el semisótano. Para dicha sección se consideran las siguientes cargas provenientes del análisis estructural:

Tabla 10.6.1 Cargas obtenidas del análisis estructural Placa 2

	P(tn)	M _{xx} (tn.m)	M _{yy} (tn.m)	V _{xx} (tn)	V _{yy} (tn)
CM	57.2	0	0.69	0	0.52
CV	8.75	0	0.15	0	0.1
S _{xx}	5.94	180.2	5.86	32	3.2
S _{yy}	51.93	58.22	5.83	4.13	3.18

Se obtiene para la placa H = 17 m, L = 4.10 m y t = 0.25 m. Luego se calcula la relación $\frac{H}{L} = 4.15 > 1$, por lo tanto la placa en estudio es considerada esbelta y es diseñada por flexocompresión.

Diseño por flexocompresión

Se obtienen las combinaciones de carga Mu y Pu según las especificaciones de la Norma E.060

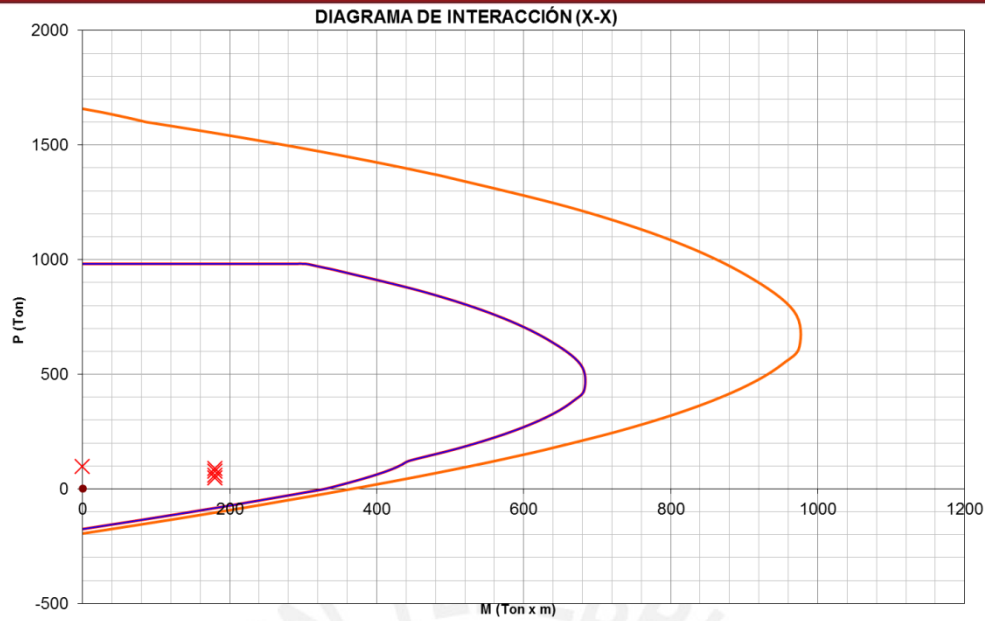
Tabla 10.6.2 Combinaciones de carga Mu y Pu para la Placa 2

COMBINACIÓN	Pu(tn)	Mu _{xx} (tn.m)	Mu _{yy} (tn.m)
1.4CM + 1.7CV	94.96	0.00	1.22
1.25(CM+CV) + CSX	88.38	180.20	6.91
1.25(CM+CV) - CSX	76.50	-180.20	-4.81
0.9CM + CSX	57.42	180.20	6.48
0.9CM - CSX	45.54	-180.20	-5.24
1.25(CM+CV) + CSY	134.37	58.22	6.88
1.25(CM+CV) - CSY	30.51	-58.22	-4.78
0.9CM + CSY	103.41	58.22	6.45
0.9CM - CSY	-0.45	-58.22	-5.21

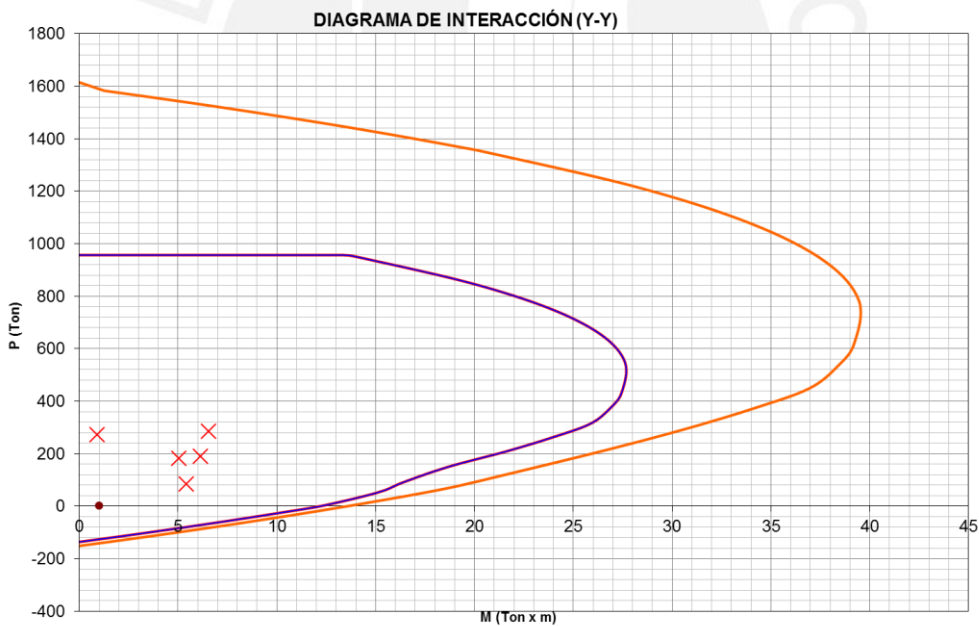
Se realiza una estimación para los núcleos confinados utilizando la siguiente expresión:

$$A_s = \frac{Mu}{\phi f_y (0.9L)} = \frac{180.2 * 10^5}{0.9 * 4200 * (0.9 * 410)} = 13 \text{ cm}^2$$

Para la primera iteración se colocaron dos núcleos confinados de 40 cm y con 6Φ5/8", adicionalmente se consideró 2Φ3/8" cada 20 cm. Con esta distribución de acero se obtuvieron los siguientes diagramas de interacción:



10.6.1 Puntos (M_u , P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección X-X



10.6.2 Puntos (M_u , P_u) ubicados en el diagrama de interacción dirección Y-Y

En estos diagramas de interacción se observa que todas las combinaciones de cara caen dentro de la curva. Además, es importante resaltar que el diseño de la placa es bastante holgado debido a la gran densidad de placas en esta dirección, ya que se cerró gran parte del límite de propiedad.

Diseño por corte

Para la combinación "1.25(CM+CV)+Sxx" se tiene un V_u de 32 tn. La capacidad asociada a la carga $P_u = 88.38$ tn es $M_{n_{xx}} = 481$ tn. Por lo tanto, se calcula la fuerza cortante de diseño:

$$V_{u_{diseño}} = V_u \left(\frac{M_n}{M_u} \right) = 32x \left(\frac{481}{180.2} \right) = 85.4 \text{ tn} ; \left(\frac{481}{180.2} \right) = 2.67 \leq 4.5 (\text{cumple})$$

A continuación se calcula el aporte del concreto a la resistencia:

$$\alpha_c = 0.53, \text{ ya que } \frac{h_m}{l_m} \geq 2.0$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210}x25x0.8x410 = 78.7 \text{ tn}$$

Luego, calculando el aporte del acero:

$$V_s = \frac{85.4}{.85} - 78.7 = 20.6 \text{ tn}$$

Verificando el límite dispuesto por la Norma para V_n :

$$V_n = V_c + V_s = 78.7 + 20.6 = 99.3 \text{ tn}$$

$$V_{n_{máx}} = 2.6\sqrt{f'c}td = 2.6\sqrt{210}x25x(0.8x410) = 309 \text{ tn}$$

Por lo tanto, se cumple con el límite y se procede a calcular el acero horizontal

$$\rho_h = \frac{20.6}{4200x25x0.8x410} = 0.06\% \quad \rho_{h \text{ mín}} = 0.25\% (\text{no cumple})$$

Finalmente, se coloca la cuantía mínima, ya que la requerida es menor a ésta.

$$A_s = \rho_h bh = 0.0025x25x100 = 6.25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Debido a que el ancho de la placa es 25 cm, se distribuye el acero en ambas caras, por lo tanto, en cada cara se tendrá $3.125 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$. La separación correspondiente para barras de $\Phi 3/8$ " es 22.5 cm, pero para tener un diseño más ordenado y práctico se optó por 20 cm como espaciamiento final para el refuerzo horizontal.

Para terminar, se procede a calcular la cuantía de refuerzo vertical mediante la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \rho_v &= 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{H}{L} \right) (\rho_h - 0.0025) \\ &= 0.0025 + 0.5(2.5 - 4.15)(0.0025 - 0.0025) \\ \rho_h &= 0.0025 (\text{cuantía mínima}) \end{aligned}$$

Por lo tanto, se tendrá una malla de $\Phi 3/8$ " : @.20 en cada cara del muro. A continuación se muestra el armado final de la placa:

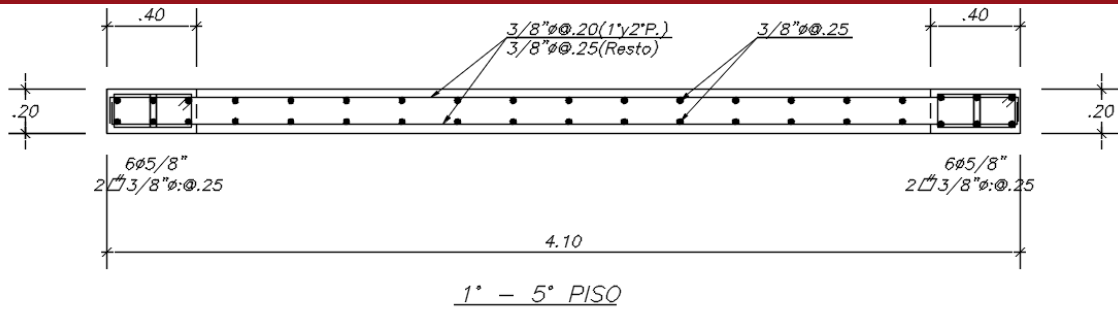


Figura 10.6.3 Armado final de la placa



CAPÍTULO 11

DISEÑO DE CIMENTACIONES

Los cimientos en una estructura reciben las cargas del edificio y las transmiten al suelo. Al diseñar estos elementos el objetivo es no sobrepasar la resistencia del terreno, los esfuerzos internos en el cimiento (flexión, cortante y punzonamiento) y los límites de estabilidad.

Para diseñar un cimiento es necesario tener la presión admisible del suelo, que se obtiene mediante un estudio de suelos (EMS). Para este proyecto el EMS indicaba una presión admisible de 3.82kg/cm^2 , que es un valor bastante alto para el suelo de Arequipa. Por recomendación del asesor se trabajó con un valor de 3.0 kg/cm^2 .

Existen varios tipos de cimentaciones, los más utilizados para edificaciones en el Perú son las siguientes: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas. Este proyecto tiene zapatas aisladas para la mayoría de columnas, una zapata combinada en la zona del ascensor y escaleras, y cimientos corridos para los muros perimétricos.

11.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Las cargas que actúan sobre los cimientos provienen del análisis estructural del elemento al que soportan. Para calcular la presión que actúa sobre el suelo, las cargas deben encontrarse en servicio, ya que la presión admisible del suelo (σ_{adm}) tiene un factor de seguridad que es calculado bajo estas condiciones. Luego, se realiza un primer análisis donde sólo actúen las cargas de gravedad y un segundo donde actúen además las cargas sísmicas. Un punto importante a tener en cuenta es que las cargas provenientes del análisis sísmico se encuentran en condiciones de resistencia, por lo que deben de reducirse por el factor 1.25 para que se encuentren en servicio.

Para el análisis del cimiento (ya no de las presiones sobre el suelo) se realiza un análisis simplificado de fuerzas y momentos, considerando los extremos como una viga en volado empotrada en las caras del elemento vertical. En este caso, la carga que resiste esta “viga en volado” es la reacción del suelo hacia arriba, por lo tanto esta carga debe ser llevada a condiciones últimas para luego realizar el diseño.

11.2. DIMENSIONAMIENTO POR PRESIÓN ADMISIBLE

Para el dimensionamiento preliminar del cimiento se debe cumplir que la carga actante sobre el terreno no sobrepase el esfuerzo admisible del mismo. La Norma E.060 en su artículo 15.2.4 permite un incremento del 30% en la presión admisible del suelo para

estados de carga temporales (sismo). Por lo tanto, se consideran las siguientes expresiones para calcular el área requerida:

$$\text{Área req.} = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})}{\sigma_{adm}} \qquad \text{Área req.} = \frac{(1+\%PP)(P_{CM}+P_{CV})+P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}}$$

Donde el peso propio de la zapata se considera como un porcentaje de la carga que baja por elemento vertical (%PP). Este porcentaje varía dependiendo de la capacidad portante del suelo.

Según recomendación del asesor se pueden utilizar los siguientes valores:

- %PP = 5%, para: σ_{adm} cercano a $4 \frac{kg}{cm^2}$ (buen suelo)
- %PP = 7.5%, para: σ_{adm} cercano a $2.5 \frac{kg}{cm^2}$ (suelos intermedios)
- %PP = 10%, para: σ_{adm} cercano a $1 \frac{kg}{cm^2}$ (mal suelo)

Una vez obtenida el área requerida, se determinan las dimensiones de la zapata, considerando volados en ambos sentidos L_v y B_v . Es recomendable considerar estas dimensiones iguales buscando siempre la simetría. A continuación se observa el esquema de una zapata aislada con los ejes coordenados utilizados para el diseño:

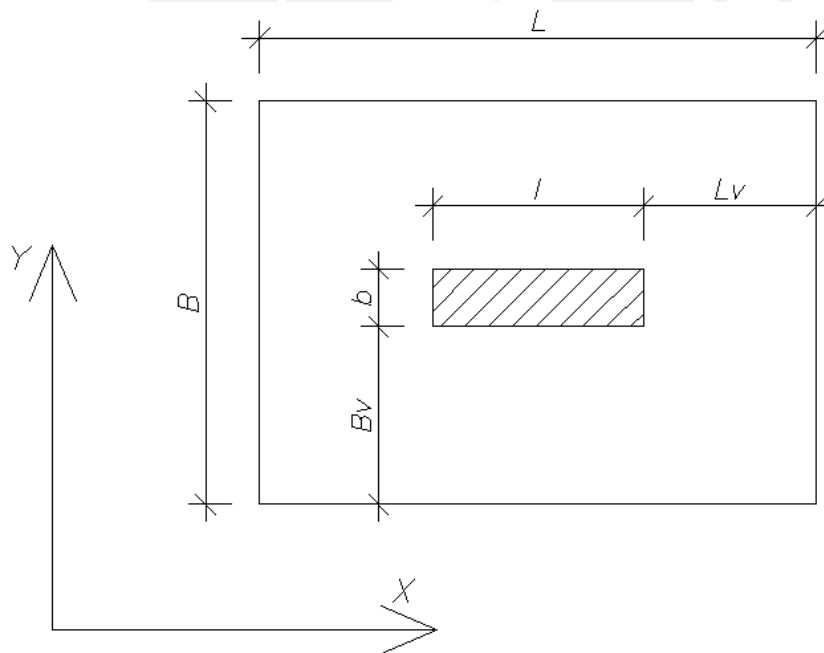


Figura 11.2.1 Zapata aislada con los ejes coordenados

Al observar la figura se nota que las dimensiones de la zapata quedan definidas de la siguiente manera:

$$L = l + 2L_v \qquad B = b + 2B_v \qquad \text{Se debe cumplir: } B \times L \geq \text{Área req.}$$

Es importante resaltar que las dimensiones obtenidas son preliminares, ya que aún no se ha considerado la acción conjunta de la carga axial y los momentos. La distribución de esfuerzos asumida es la siguiente:

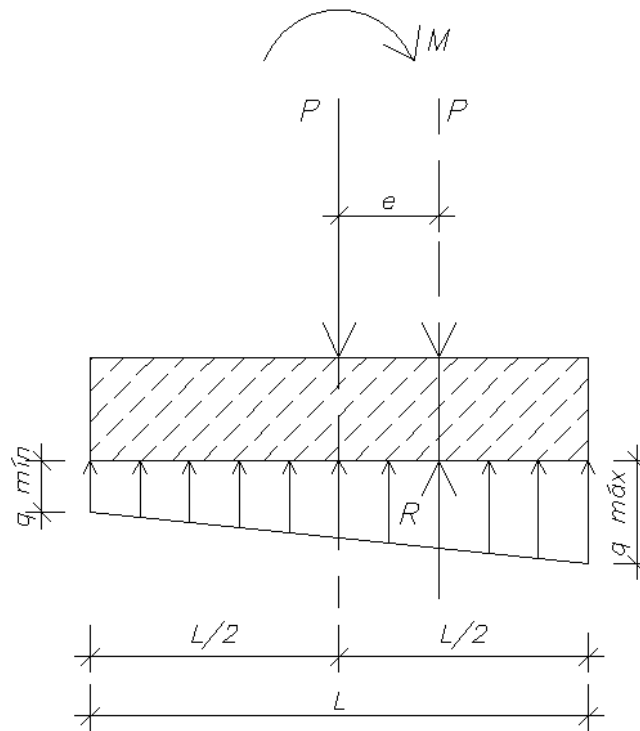


Figura 11.2.2 Distribución asumida de esfuerzos en el terreno

La distribución de esfuerzos planteada responde a la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{R}{A} \pm \frac{6M_{Y-Y}}{L^2 B} \pm \frac{6M_{X-X}}{LB^2}$$

Donde:

R = Fuerza axial resultante que actúa sobre el cimiento.

A = Área del cimiento ($B \times L$)

M_{Y-Y} = Momento resultante en la dirección Y-Y

M_{X-X} = Momento resultante en la dirección X-X

De la ecuación anterior se puede obtener un esfuerzo máximo y un esfuerzo mínimo, por lo tanto se debe verificar que $\sigma_{adm} \geq q_{máx}$ y que el esfuerzo mínimo no sea negativo, ya que el suelo no soporta tracciones. En caso existan tracciones, la distribución de esfuerzos mostrada anteriormente no es válida, y se debe trabajar con la siguiente distribución de presiones:

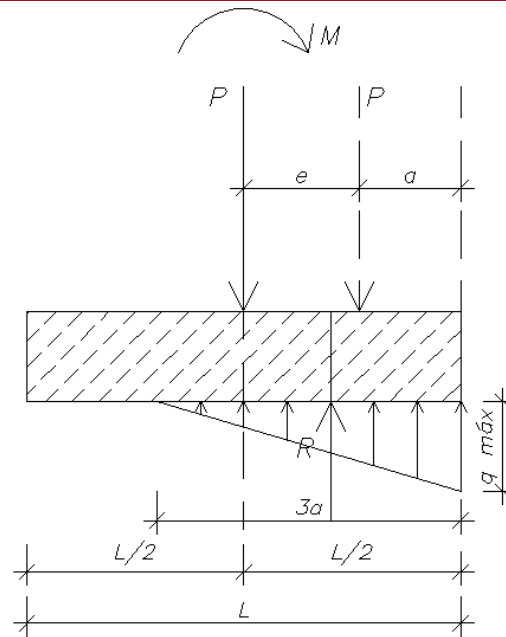


Figura 11.2.3 Distribución de presiones según Meyerhof en caso existan tracciones

Donde $q_{máx}$ se calcula mediante las siguientes expresiones:

Para momentos actuantes en la dirección Y-Y:

$$\sigma_{máx} = \frac{2R}{3B \left(\frac{L}{2} - \frac{M_{Y-Y}}{R} \right)}$$

Para momentos actuantes en la dirección X-X:

$$\sigma_{máx} = \frac{2R}{3L \left(\frac{B}{2} - \frac{M_{X-X}}{R} \right)}$$

Al igual que con la distribución anterior, es necesario verificar que el esfuerzo admisible en el suelo no sea superado.

11.3. VERIFICACIÓN DEL CORTE POR PUNZONAMIENTO

La verificación del punzonamiento es la que domina, por lo general, el peralte que tendrá una zapata. Esto se debe a que las zapatas no llevan refuerzo por corte y el que debe tomar todo el cortante es el concreto. El punzonamiento se vuelve más crítico mientras mayores son las dimensiones de la zapata. La sección crítica para este tipo de falla se muestra en la siguiente imagen:

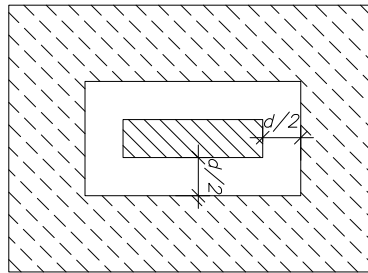


Figura 11.3.1 Sección crítica para verificación de corte por punzonamiento

La carga última de diseño generada por punzonamiento V_u , se calculará mediante la siguiente expresión:

$$V_u = \sigma_u (A_{total} - A_0)$$

Donde:

A_0 = Área encerrada por la sección crítica y se calcula mediante $A_0 = (b + d)(l + d)$

La resistencia de diseño ϕV_c será el menor de los siguientes valores:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$\phi V_c = \phi 0.27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$\phi V_c = \phi 1,06 \sqrt{f'c} b_0 d$$

Donde:

b_0 = Perímetro de la sección crítica y se calcula mediante $b_0 = 2(b + l + 2d)$

d = Peralte efectivo de la zapata, considerando un recubrimiento de 10 cm.

α_s = Parámetro que relaciona la resistencia con el número de lados resistentes. Se toma 40 para columnas interiores, 30 para laterales y 20 para esquineras.

β = Cociente entre la mayor y menor dimensión de la columna.

Deberá cumplirse que $\phi V_c \geq V_u$, caso contrario se tendrá que aumentar el peralte de la zapata.

11.4. VERIFICACIÓN DEL CORTE POR FLEXIÓN

Siguiendo lo explicado en la sección 11.1, los volados están empotrados en la cara del elemento, por lo tanto la sección crítica para la verificación de corte por flexión está ubicada a una distancia de “d” de la cara de la columna.

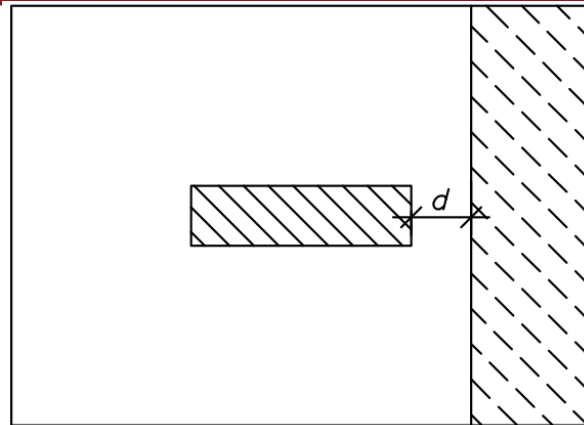


Figura 11.4.1 Sección crítica para verificación de corte por flexión

La carga última de diseño se calcula por metro de ancho mediante las siguientes expresiones:

Para la dirección X-X: $V_u = \sigma_u(Lv - d)$

Para la dirección Y-Y: $V_u = \sigma_u(Bv - d)$

La resistencia de diseño ϕV_c por metro de ancho se calcula según:

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

Debe cumplirse que $\phi V_c \geq V_u$, si no se cumple, caso contrario, es necesario aumentar el peralte de la zapata.

11.5. DISEÑO POR FLEXIÓN

El modelo que se tiene para una zapata es el de una viga en voladizo con una carga distribuida hacia arriba, por ello se genera un momento que tracciona la parte inferior del cemento. Por lo tanto, se coloca el acero en la parte inferior y en ambas direcciones.

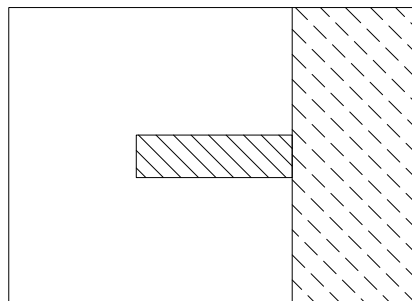


Figura 11.5.1 Sección considerada en voladizo para el diseño por flexión

El momento último en cada dirección, por metro de ancho, se calcula mediante las siguientes expresiones

$$\text{Para la dirección X-X: } Mu = \frac{\sigma_u Lv^2}{2}$$

$$\text{Para la dirección Y-Y: } Mu = \frac{\sigma_u Bv^2}{2}$$

Para el cálculo del refuerzo por flexión se procede de la misma forma que en las vigas y losas, calculando el parámetro Ku y usando tablas de diseño para obtener la cuantía:

$$Ku = \frac{Mu}{bd^2} \quad Ku \rightarrow \rho \quad As = \rho b$$

Además, según lo especificado en la Norma E.060 se debe tener una cuantía mínima para el refuerzo inferior la zapata de 0.0018 y la separación del refuerzo no debe exceder de 40 cm.

11.6. EJEMPLO DE DISEÑO

Como ejemplo se toma el diseño de la zapata aislada que recibe a la columna P-2, ubicada entre los ejes 6 y E'. La columna es de 0.30x1.10.

Luego de realizar el análisis estructural se obtienen, en condiciones de servicio, las siguientes cargas en la base de la columna.

Tabla 11.6.1 Cargas en servicio para diseño de zapata aislada

	P(tn)	M_{xx} (tn.m)	M_{yy} (tn.m)
CM	151.2	8.41	-0.4
CV	35.2	1.8	-0.2
S_{xx}	8.42	3.71	0
S_{yy}	6.1	0	0

Dimensionamiento por presión admisible

Se halla el área requerida considerando el peso propio de la zapata como el 5% de las cargas de gravedad.

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV})}{\sigma_{adm}} = \frac{1.05(151.2 + 35.2)}{30} = 6.52 \text{ m}^2$$

$$\text{Área requerida} = \frac{1.05(P_{CM} + P_{CV}) + P_{CS}}{1.3\sigma_{adm}} = \frac{1.05(151.2 + 35.2) + 8.42}{1.3 \times 30} = 5.23 \text{ m}^2$$

Se toma el mayor de los valores presentados, por lo tanto, se necesita un área de 6.52 m². Considerando volados de 90 cm en ambas direcciones, se procede a verificar los esfuerzos tomando en cuenta la influencia de los momentos flectores. Como ya se tiene un área para la zapata, sólo se estima el peralte para tener un peso propio aproximado.

- Peso propio de la zapata = 2.10x2.90x0.60x2.4 = 8.77 ton
- Peso de tierra sobre zapata = 0.80x(6.1 - 1.1x0.30)x1.80 = 8.3 tn
- Peso total = 17.07 ton

Se deben considerar tres escenarios. En primer lugar, sólo cargas de gravedad; en segundo lugar, cargas de gravedad más sismo en la dirección X-X; y por último, cargas de gravedad más sismo en la dirección Y-Y. Es importante resaltar que para los casos de sismo, se considera un aumento de 30% en la resistencia del suelo. Como se puede observar, las cargas de sismo en la dirección Y-Y son despreciables, por lo tanto, sólo se realizan los dos primeros casos.

CASO 1: Sólo cargas de gravedad

- Resultante = 151,2 + 35,2 + 17,07 = 203 ton
- $\sum M_{X-X} = 8,41 + 1,8 = 10,21 \text{ ton.m}$
- $\sum M_{Y-Y} = 0$

$$\sigma = \frac{203}{6,09} \pm \frac{6 \times 10,21}{2,90^2 2,10} \pm 0 = 33,41 \pm 3,47$$

$$\sigma_{adm} = 35 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \approx \sigma_{adm} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 29,94 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \rightarrow \text{cumple}$$

CASO 2: Cargas de gravedad + sismo X-X

- Resultante = 203,47 + 8,42 = 211,89 ton
- $\sum M_{X-X} = 10,21 + 3,71 = 13,92 \text{ ton.m}$
- $\sum M_{Y-Y} = 0$

$$\sigma = \frac{211,89}{6,09} \pm \frac{6 \times 13,92}{2,90^2 2,10} \pm 0 = 34,79 \pm 4,73$$

$$\sigma_{adm} = 49,66 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 39,52 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} < \sigma_{adm} \rightarrow \text{cumple}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = 30,06 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > 0 \rightarrow \text{cumple}$$

Se puede observar que en todos los casos el esfuerzo máximo es menor al admisible y que el esfuerzo mínimo es mayor a cero. Por lo tanto, las dimensiones elegidas para la zapata son adecuadas. Por último, la reacción amplificada del suelo será el esfuerzo máximo que se obtiene en el caso 1 menos el peso de la zapata y la tierra que se encuentra encima, amplificado por 1,5.

$$\sigma_u = 1,5x \left(36,88 - \frac{17,07}{6,09} \right) = 51,11 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Verificación de corte por punzonamiento

La altura de la zapata "h" es de 60 cm, por lo tanto, el peralte efectivo "d" es de 50 cm.

Calculando la resistencia requerida "Vu", se tiene:

$$A_0 = (b + d)(l + d) = (0,3 + 0,5)(1,10 + 0,5) = 1,28 \text{ m}^2$$

$$Vu = \sigma_u(A_{total} - A_0) = 51,11x(6,09 - 1,28) = 245,84 \text{ ton}$$

Calculando la resistencia de diseño ϕVc ,

$$b_0 = 2(b + l + 2d) = 2(0,3 + 1,10 + 2 * 0,5) = 4,8 \text{ m}$$

$$\phi Vc = \phi 0,53 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f'c} b_0 d = 0,85x0,53x \left(1 + \frac{2}{\frac{110}{30}} \right) x \sqrt{210} x 480 x 50 =$$

$$242,12 \text{ ton}$$

$$\phi Vc = \phi 0,27 \left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0} \right) \sqrt{f'c} b_0 d$$

$$\phi Vc = \phi 1,06 \sqrt{f'c} b_0 d = 313,3 \text{ ton}$$

$$\phi Vc > Vu \rightarrow \text{cumple}$$

Verificación de corte por flexión

Como se tienen volados iguales en ambas direcciones, se procede a calcular la resistencia requerida Vu y la resistencia requerida ϕVc por metro de ancho.

$$Vu = \sigma_u(Lv - d) = 51,11x(0,9 - 0,5) = 20,44 \frac{\text{ton}}{\text{m de ancho}}$$

$$\phi Vc = \phi 0,53 \sqrt{f'c} d = 0,85x0,53x \sqrt{210} x 50 = 32,64 \frac{\text{ton}}{\text{m de ancho}}$$

$$\phi Vc > Vu \rightarrow \text{cumple}$$

Diseño por flexión

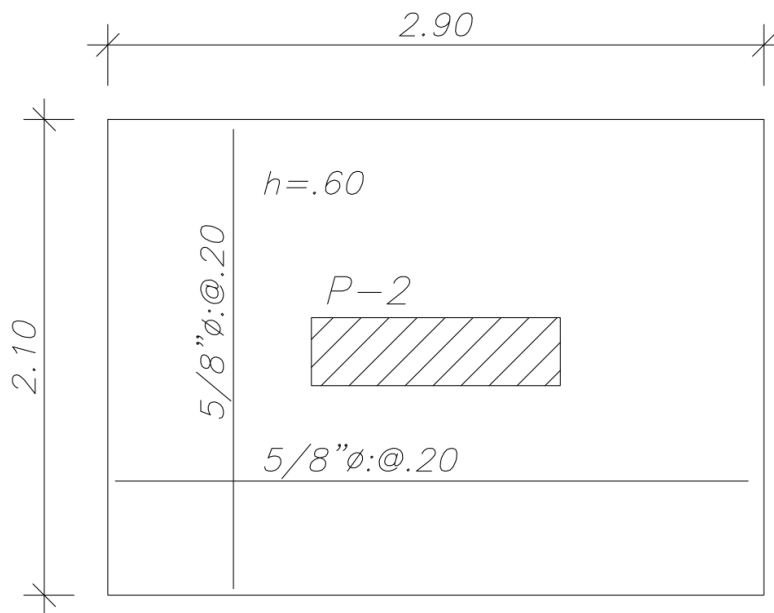
Se calcula el momento de diseño Mu por metro de ancho.

$$Mu = \frac{51,11x0,9^2}{2} = 20,07 \frac{\text{ton.m}}{\text{m de ancho}}$$

Tabla 11.6.2 Tabla de diseño para la zapata en estudio

b (cm)	100
h (cm)	60
d (cm)	50
Mu (tn.m)	20.7
Ku	8.3
As (cm²)	11.3

Por último, se coloca una malla inferior de $\emptyset 5/8''@,20$. El diseño final se muestra en la siguiente figura.

**Figura 11.6.1** Diseño final de zapata en estudio

CAPÍTULO 12

DISEÑO DE ELEMENTOS ADICIONALES

En este capítulo se diseñan los siguientes elementos estructurales: las escaleras, los muros de sótano y las calzaduras.

12.1. DISEÑO DE ESCALERAS

Existen muchos tipos de escaleras, dependiendo del tipo de apoyos. Para el caso de este edificio se tiene una escalera de varios tramos apoyada en los descansos. Estas escaleras se modelan como losas macizas simplemente apoyadas, armadas en una dirección. Para el diseño, se sigue el mismo procedimiento mencionado en el capítulo 7. Como ejemplo se realizará el diseño del segundo tramo de la única escalera del proyecto.

Las características de la escalera son:

- Paso = 25 cm
- Contrapaso = 17,5 cm
- Garganta = 15 cm
- Sobrecarga = 200 kg/m²

Se calculó el peso de la escalera en el tramo dentado por metro de ancho, obteniéndose que el peso por metro lineal de los “dientes” es de 210 kg/m y se consideró una carga de piso terminado de 100 kg/m. Por lo tanto, en el tramo inclinado quedan como se muestra a continuación:

En el tramo inclinado: $CM = 0,15 \times 2,4 + 100 + 210 = 670 \text{ kg/m}$

$$CV = 200 \text{ kg/m}$$

$$W_u = 1,4 \times 670 + 1,7 \times 200 = 1278 \text{ kg/m}$$

El descanso sirve como apoyo para la escalera, es por ello que no se considera como carga, pero de forma conservadora, se asume que la escalera se “siente” apoyada recién en la mitad del descanso.

El modelo utilizado es el siguiente:

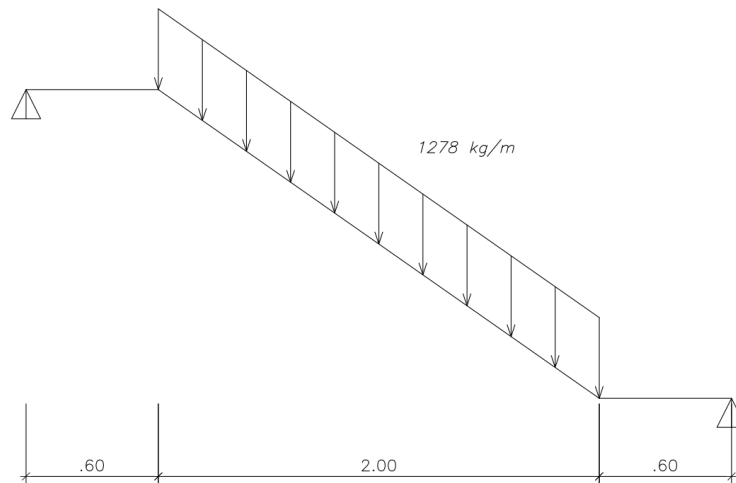


Figura 12.1.1 Modelo utilizado para el diseño del tramo de escalera

Luego de realizar el análisis estructural se obtienen los siguientes diagramas de momento flector y fuerza cortante:

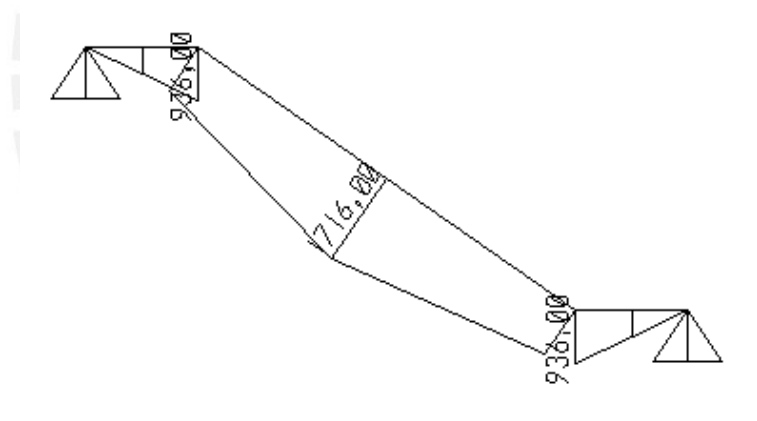


Figura 12.1.2 Diagrama de momento flector para la escalera en estudio

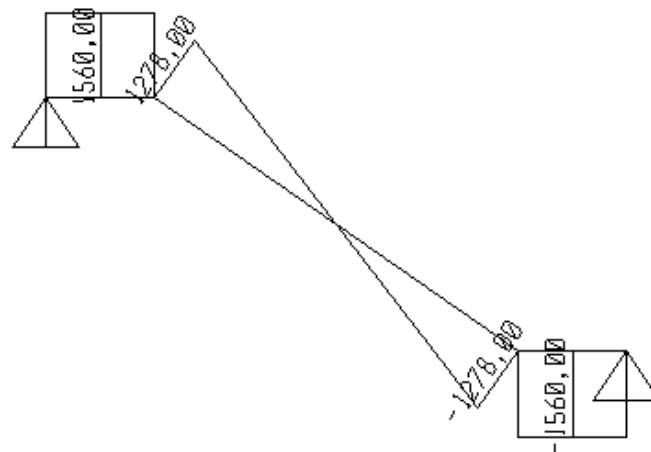


Figura 12.1.3 Diagrama de fuerza cortante para la escalera en estudio

Diseño por corte

Se verifica el corte en la sección más esforzada, teniendo en cuenta par la sección $b = 100$ cm y $d = 12$ cm.

$$V_c = 0,53 * \sqrt{f'_c} * b * d = 0,85 * 0,53 * \sqrt{210} * 100 * 12 = 7,83 \text{ tn}$$

Del diagrama de fuerza cortante se obtiene $V_u = 1,28$ tn. Por lo tanto, se cumple que

$$\phi V_c > V_u$$

Diseño por flexión

Del diagrama de momento flector se obtiene que el mayor momento M_u es 1716tn.m.

Se procede a calcular el acero requerido.

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{1,72}{100 * 12^2} \quad K_u \rightarrow \rho = 0,32\% \quad A_s = 3,9 \text{ cm}^2$$

Finalmente, se decidió colocar $\phi 3/8"@: 20$ en la dirección longitudinal y $\phi 3/8"@: 25$ en la dirección transversal cumpliendo con el acero mínimo por temperatura. Como resultado, la escalera se muestra a continuación:

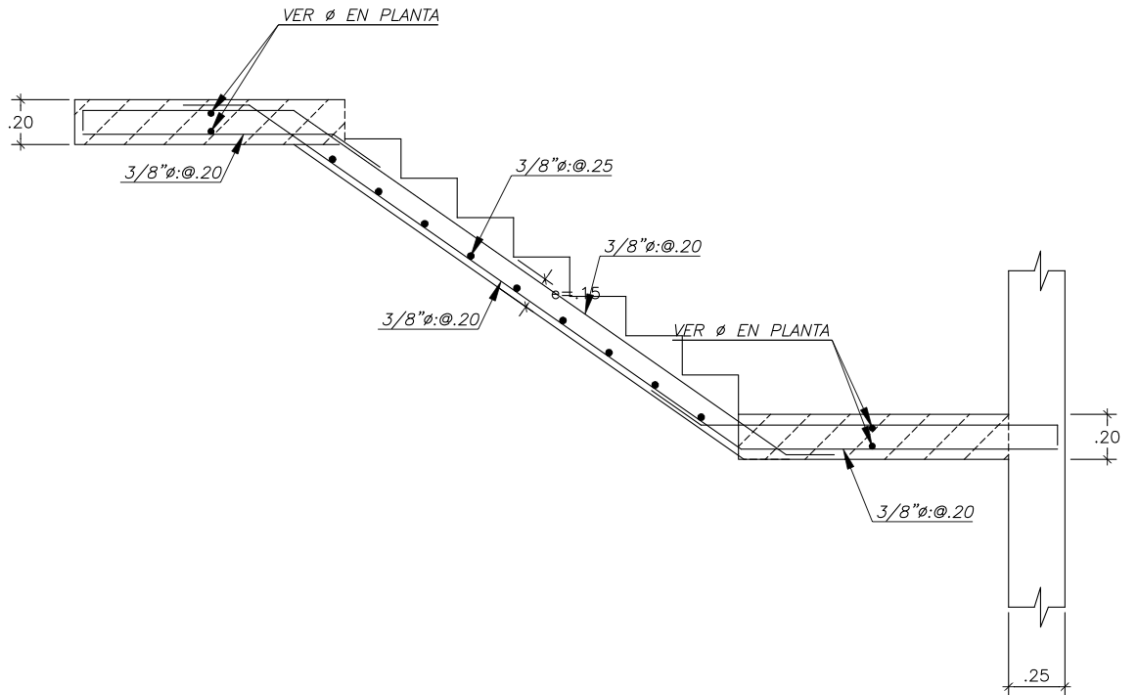


Figura 12.1.4 Diseño final de escalera

12.2. DISEÑO DE MUROS DE SÓTANO

Los muros de sótano o muros de contención se caracterizan por recibir, además de cargas axiales y momentos flectores, cargas perpendiculares a su plano, producidas por el empuje del suelo. Por lo general, se encuentran restringidos arriba y abajo por los techos o por el cimiento, por ello se realiza un modelo similar al de una losa maciza con apoyos simples en cada techo, dependiendo del número de sótanos.

El empuje del suelo depende del tipo del mismo. La teoría de Rankine presenta las expresiones que se muestran a continuación para estimar el empuje del suelo sobre un muro:

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad E_A = K_A \gamma H \quad E_{S/C} = K_A \omega_{S/C}$$

Donde:

- K_A = Coeficiente de empuje activo del suelo.
- ϕ = Ángulo de fricción interna del suelo.
- γ = Peso específico del suelo.
- H = Altura de suelo que ejerce el empuje activo
- $\omega_{S/C}$ = Sobrecarga actuante en el terreno

- E_A = Empuje activo del suelo, carga distribuida rectangular.
- $E_{S/C}$ = Empuje producido por la sobrecarga, carga uniformemente distribuida

Es importante señalar que la teoría que se utiliza sólo es válida para suelos granulares, compactados y secos. Para el análisis se considera una losa maciza simplemente apoyada en cada techo, pero al realizar el diseño se utiliza un recubrimiento de 4 cm, ya que el muro de sótano se encuentra en contacto con el suelo.

En este proyecto se cuenta con semisótano, por lo que, se considera que el nivel del terreno se encuentra por debajo del nivel cero.

Como ejemplo se realiza el diseño del muro perimetral que se encuentra en el nivel de estacionamientos.

Se tienen los siguientes datos:

- $\phi = 25,2^\circ$
- $\gamma = 1800 \frac{kg}{m^3}$
- $H = 1,90 m$
- $\omega_{S/C} = 250 \frac{kg}{m}$
- $H_{MURO} = 3,4 m$
- $t_{MURO} = 0,25 m$

Los empujes que se calculen con las expresiones antes mencionadas se encuentran en condiciones de servicio. Por ello la Norma E.060 indica un factor de amplificación de 1,7 para llevar las cargas de empuje del suelo a condiciones últimas. Calculando los empujes últimos se obtiene:

$$K_A = \frac{1 - \sin 25,2}{1 + \sin 25,2} = 0,37$$

$$E_{Au} = 1,7 \times 0,37 \times 1800 \times 1,9 = 2151,2 \frac{kg}{m}$$

$$E_{S/Cu} = 1,7 \times 0,37 \times 250 = 157,3 \frac{kg}{m}$$

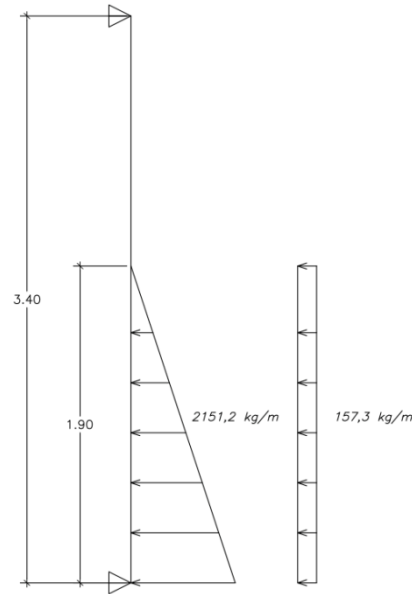


Figura 12.2.1 Modelo utilizado para realizar el análisis estructural

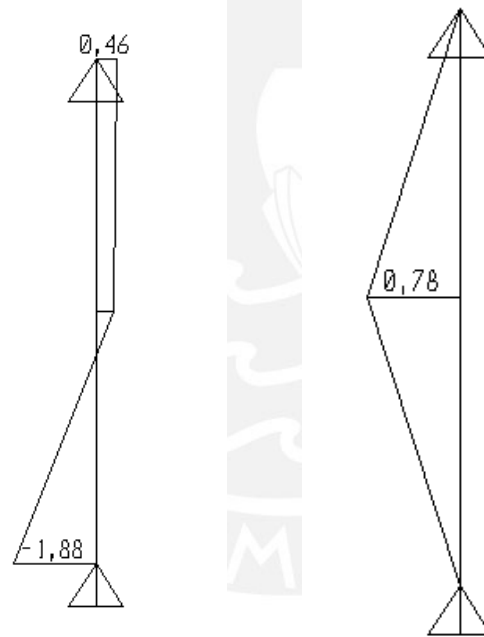


Figura 12.2.2 Diagrama de fuerza cortante y momento flector del muro en estudio

Diseño por corte

Se verificará el corte en la sección más esforzada, teniendo en cuenta para la sección $b = 100 \text{ cm}$ y $d = 21 \text{ cm}$.

$$\phi V_c = \phi 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d = 0,85 \times 0,53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 21 = 13,7 \text{ tn}$$

Del diagrama de fuerza cortante se obtiene $V_u = 1,88 \text{ ton}$. Por lo tanto, se cumple que $\phi V_c > V_u$

Diseño por flexión

Del diagrama de momento flector se obtiene que el mayor momento M_u es 1716ton.m. Se procede a calcular el acero requerido por flexión.

$$K_u = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{0,78}{100 \times 21^2} = 1,76 \quad K_u \rightarrow \rho = 0,05\% \quad K_u \rightarrow \rho = \quad A_s = 1,0 \text{ cm}^2$$

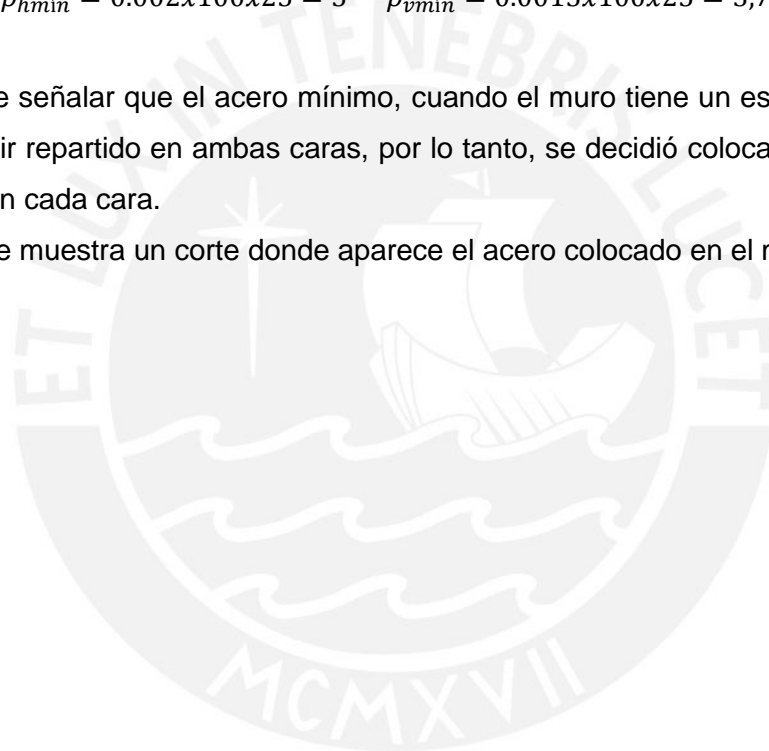
El muro en estudio, si bien recibe empuje, también recibe fuerzas cortantes provenientes del sismo. Aunque las dimensiones de este muro requieren poco acero por corte, se procede a colocar el mínimo requerido por la Norma.

$$\rho_h \geq 0.002 \quad \rho_v \geq 0.0015$$

$$\rho_{h\text{mín}} = 0.002 \times 100 \times 25 = 5 \quad \rho_{v\text{mín}} = 0.0015 \times 100 \times 25 = 3,75$$

Es importante señalar que el acero mínimo, cuando el muro tiene un espesor mayor a 15 cm, debe ir repartido en ambas caras, por lo tanto, se decidió colocar una malla de $\emptyset 3/8'' @ 20$ en cada cara.

Finalmente se muestra un corte donde aparece el acero colocado en el muro.



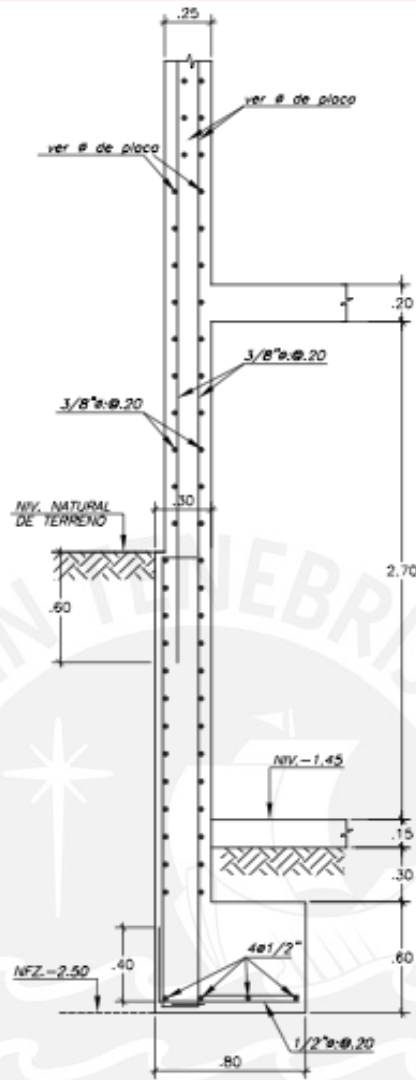


Figura 12.2.3 Distribución final de acero en muro de sótano

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- Los programas de computación son de gran ayuda para realizar el análisis estructural de un edificio, ya sea para realizar el modelo sísmico o el modelo de pórticos para cargas de gravedad, pero los resultados obtenidos deben de cumplir con las expectativas del diseñador, es decir, no se puede confiar, sin ser analítico, en estos resultados. El diseñador utiliza su criterio para evaluar dichos resultados y corroborar que sean lógicos y coherentes, de lo contrario debe realizar un nuevo modelo o, en algunos casos, compararlo con un modelo simplificado que pueda ser resuelto a mano.
- Si bien en el capítulo 3 se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales del edificio, es necesario verificarlos una vez realizado el análisis y el diseño en real, ya que en muchos casos, algunos elementos se encuentran muy esforzados y otros muy holgados.
- Cuando se calcularon los periodos fundamentales del edificio, se obtuvo en la dirección X-X 0,16 s y en la dirección Y-Y 0,39 s. Estos valores reflejan la gran cantidad de placas que se encuentran en la dirección X-X, ya que el edificio es muy rígido en esta dirección, y la cantidad moderada de placas que hay en la dirección Y-Y. Al igual sucede con las derivas obtenidas del análisis sísmico, para la dirección X-X se obtuvo 0,0007 y para la dirección Y-Y 0,0042, observando nuevamente gran rigidez en la dirección X-X; mientras que en la dirección Y-Y el edificio es más flexible, siendo éstos valores que cumplen con el máximo de 0,007 permitido por la Norma.
- De acuerdo a la Norma E.030 el edificio en estudio no cumple con todos los requisitos para ser regular por presentar esquinas entrantes; por lo tanto, se debe cumplir con que la fuerza cortante obtenida en la base del análisis dinámico, sea por lo menos el 90% de la calculada mediante un análisis estático. Por ello, las cargas sísmicas se amplificaron por 1,3 en la dirección X-X y por 1,4 en la dirección Y-Y.
- En la planta del edificio se puede observar que, en la zona donde presenta esquinas entrantes, se forma una “garganta” en el diafragma. Y es esta “garganta” la que debe asegurar que todo trabaje como si fuera un sólo diafragma. Es por ello, que se realizó un modelo considerando dos diafragmas unidos mediante una losa de 20 cm de espesor (garganta). Al comparar los valores obtenidos; desplazamientos, periodos y porcentajes de masas participativas; de este modelo con el modelo convencional de un solo diafragma, se observó que eran similares y que podría trabajarse con el modelo convencional de un solo diafragma. Además, se verificó que la losa maciza que une los dos diafragmas pueda resistir el cortante que se genera entre ambos bloques.

- Con respecto al diseño por capacidad que indica la Norma E.030 en el capítulo 21, se pudo concluir que, en vigas donde la influencia del sismo no es muy significativa, pero que presentan cargas de gravedad elevadas, el diseño por corte lo gobernará la combinación $1.4 CM + 1.7 CV$. Finalmente, los estribos colocados por confinamiento requeridos por la Norma cumplen, en la mayoría de casos, los requisitos por fuerza cortante y capacidad.
- Se recomienda no utilizar un sistema estructural netamente aporticado, dado que la Norma especifica requerimientos muy difíciles de satisfacer y además pueden resultar antieconómicos o constructivamente complicados. En el caso del diseño por capacidad para un sistema aporticado, la Norma castiga con un factor de 1,25 para este tipo de sistemas, con la finalidad de que se formen las rótulas plásticas en la unión viga-columna. También busca siempre que la columna sea más fuerte que la viga, ya que la rótula debe formarse en la unión viga-columna, pero en la zona de la viga. Además, los desplazamientos son los que generan daños en una estructura y conseguir una estructura rígida sólo con pórticos es prácticamente imposible. Por esto, se recomienda incluir muros de corte en el sistema estructural de un edificio.
- No sólo es importante realizar un buen diseño, sino también plasmarlo de forma adecuada en los planos de estructuras, ya que si lo diseñado es bien entendido por el constructor, es muy probable que no se construya de la forma esperada. También es importante tener en cuenta que todos los diseños realizados serán construidos, por ello, es una buena práctica analizar constantemente “¿cómo se va a construir?” con la finalidad de lograr un diseño aún más adecuado y efectivo.
- En la mayoría de casos se utilizan modelos simplificados de la realidad, con la finalidad de entender y cuestionar los resultados que se obtienen. Si se maneja un modelo muy complicado donde se consideran muchas variables, se obtendrán resultados complejos donde será muy difícil reconocer un error; en cambio, si se trabaja con un modelo simplificado, el diseñador tendrá un rango de valores en los cuales los resultados le parecerán razonables, y de no ser así podrá analizarlo con criterio e identificar el error.

BIBLIOGRAFÍA

- BLANCO, Antonio
1994 Estructuración y diseño de edificaciones de concreto armado. 2da edición. Lima – Perú. Colegio de Ingenieros del Perú.
- HARMSSEN, Teodoro
2002 Diseño de estructuras de concreto armado. 3era edición. Lima – Perú.
Pontificia Universidad Católica del Perú
- MINISTERIO DE VIVIENDA DEL PERÚ
2006 Reglamento Nacional de Edificaciones – RNE. Lima – Perú.
- OTTAZZI, Gianfranco.
2009 Apuntes del curso Concreto Armado 1. Lima – Perú.
Pontificia Universidad Católica del Perú
- TAFUR, Anibal
2012 Diseño estructural de un edificio de vivienda con un sótano y seis pisos, ubicado en Magdalena – Tesis Pontificia Universidad Católica del Perú

