

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ
FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
**UNIVERSIDAD
CATÓLICA**
DEL PERÚ

**DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 5
NIVELES**

Tesis para optar el Título de **INGENIERO CIVIL**, que presentan los
bachilleres:

JOSÉ LUIS LOAYZA LEÓN

ROBERTO FIDEL CHÁVEZ PORRAS

ASESOR: ALEJANDRO MUÑOZ PELAEZ

Lima, Junio 2015

RESUMEN

La presente tesis tiene como objeto el análisis y diseño estructural en concreto armado de un edificio multifamiliar de cinco pisos ubicado en el distrito de San Miguel en el departamento de Lima.

El edificio tiene un sistema de techado de losas aligeradas con viguetas prefabricadas Firth y losas macizas. El sistema estructural está compuesto en su gran mayoría por muros de corte, combinados con pórticos de columnas y vigas de concreto armado.

Los muros de concreto armado fueron pre dimensionados considerando que el 80% de la fuerza cortante sísmica del análisis estático sea resistida únicamente por el concreto, mientras que para pre dimensionar las columnas se consideró solamente la carga axial.

Para realizar el análisis estructural del edificio se desarrolló un modelo tridimensional con todos los elementos estructurales. Las solicitaciones de carga de gravedad se tomaron de la Norma E.020 y las solicitaciones sísmicas de la norma peruana de diseño sismorresistente.

El diseño por cortante de las vigas fue cubierto por los criterios mínimos de confinamiento que indica la Norma E.060, sin embargo, se tuvo que realizar un diseño por capacidad para las vigas de luz corta. Por otro lado, los requisitos en columnas se cumplieron con los estribos mínimos y en el caso de placas, la cuantía mínima cumplió con la demanda por cortante de las mismas.

Como resultado del trabajo realizado, se comprueba que los criterios de pre dimensionamiento fueron los adecuados.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mis padres, Roberto y Marisa, a mis hermanos, Zoila, Alfredo y Cristian, a mi abuela Zoila y amigos más cercanos por el apoyo y motivación incondicional brindados durante la realización de este trabajo.

Roberto Fidel Chávez Porras

Dedico este trabajo a mis padres, Rubén y María, a mi hermana, Silvana y a estimados amigos que estuvieron siempre brindándonos su apoyo y tiempo para poder concluir con este proyecto.

José Luis Loayza León



DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO ARMADO DE 5 NIVELES.

LISTA DE FIGURAS	6
LISTA DE TABLAS	9
CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES.....	11
CAPITULO 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO	16
2.1 PREDIMENSIONAMIENTO	16
2.1.1. Pre dimensionamiento de losas macizas y aligerados	16
2.1.2. Pre dimensionamiento de losas aligeradas prefabricadas Firth	16
2.1.3 Pre dimensionamiento de losas macizas.	17
2.1.4 Pre dimensionamiento de vigas	17
2.1.5 Pre dimensionamiento de columnas.	18
2.1.6 Pre dimensionamiento de muros de corte.	19
CAPITULO 3. ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD	21
3.1 CARGAS DE DISEÑO.....	21
3.2 MODELO ESTRUCTURAL.....	21
3.2.1 Análisis del aligerado.....	21
3.2.2 Análisis de losa maciza.	22
3.2.3 Análisis del edificio.	23
3.3. INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN LAS FUERZAS INTERNAS.	25
CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO	27
4.1 INTRODUCCIÓN.....	27
4.2 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN.	27
4.3 ANALISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL	28
4.3.1 Espectro de diseño	28
4.3.2. Desplazamientos de respuesta.	29
4.3.3 Cortante de diseño.....	31
4.4 FUERZAS INTERNAS.....	32
4.5 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO.....	33
CAPÍTULO 5. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO	34
5.1 DISEÑO POR FLEXIÓN.....	35
5.1.1 Hipótesis de Diseño.....	35
5.1.2 Bloque de Compresiones.....	35
5.1.3 Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo.....	35
5.2 DISEÑO POR CORTANTE.....	38

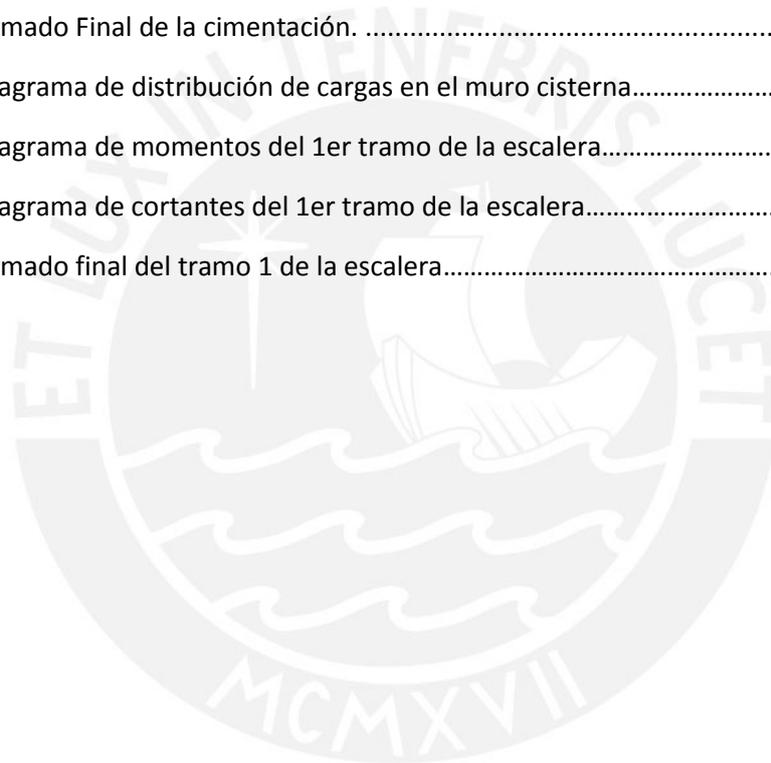
5.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN	39
5.3.1 Procedimiento de diseño	39
5.3.2 Detalles del Refuerzo	39
CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	44
6.1 DISEÑO DE LOSAS	44
6.1.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS	44
6.1.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA	44
6.1.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA	46
6.2 DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.	47
6.2.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS.	48
6.3 DISEÑO DE COLUMNAS	51
6.3.1 Ejemplo de diseño de columna	52
6.4 DISEÑO DE MUROS DE CORTE.	55
6.4.1 Ejemplo de diseño de placa.	55
6.5 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.....	59
6.5.1. Consideraciones para el diseño.....	59
6.5.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada.	60
6.5.2. Ejemplo de diseño de zapata combinada.....	64
6.5.2. Ejemplo de diseño de zapata conectada.	70
6.7 DISEÑO DE ESCALERAS.	79
7. CONCLUSIONES.....	82
8. BIBLIOGRAFIA	84

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1: Planta 1er piso – Estacionamiento.....	12
Figura 1.2: Planta arquitectura - 2do piso.	13
Figura 1.3: Corte elevación 1 – 1.	14
Figura 1.4: Corte elevación 2 – 2.	15
Figura 2.1: Sección transversal del aligerado seleccionado.	17
Figura 2.2: Encofrado techo 1er piso.	20
Figura 3.1: Detalle de vigueta.	22
Figura 3.2: Análisis de Vigueta típica.	22
Figura 3.3: Análisis de losa maciza.	23
Figura 3.4: Momentos flectores M11.	23
Figura 3.5: Momentos flectores M22.	23
Figura 3.6: Momentos flectores M22.	24
Figura 3.7: Modelo Piso típico.	24
Figura 3.8: Elevación edificio – Con Proceso.	25
Figura 3.9: Elevación edificio – Proceso constructivo.	25
Figura 3.9.1: Elevación edificio (EJE 4) – Sin restricción de movimiento en el eje Z.....	26
Figura 3.9.2: Elevación edificio (EJE 4) – Con restricción de movimiento en el eje Z.....	26
Figura 3.9.1.A: Elevación edificio (EJE 4) – Sin restricción de movimiento en el eje Z.....	26
Figura 3.9.2.A: Elevación edificio (EJE 4) – Con restricción de movimiento en el eje Z.....	26
Figura 4.1: Pseudo – aceleración espectral.	28
Figura 4.2: Diagrama de momentos de la elevación 2 para sismo en dirección XX.....	32
Figura 4.3: Diagrama de momentos de la elevación 2 para sismo en dirección XX.....	32
Figura 4.4: Diagrama de momentos de la elevación A para sismo en dirección YY.....	32
Figura 4.5: Diagrama de cortante de la elevación A para sismo en dirección YY.....	33
Figura 5.1: Bloque de compresiones.....	35
Figura 5.2: Diagrama de cuerpo libre en falla por corte.....	38
Figura 5.3: Diagrama de interacción de una sección.....	39
Figura 5.4: Recubrimientos convencionales.	40
Figura 5.5: Detalle del Gancho estándar.	40

Figura 5.6: Configuración de empalme en vigas, columnas y placas.	41
Figura 5.7: Corte teórico de fierro en una viga.	42
Figura 5.8: Espaciamientos mínimos y máximos de barras.....	43
Figura 5.9: Detalle de estribo.	43
Figura 6.1: Modelo estructural vigueta Firth.	45
Figura 6.2: Diagrama de momentos vigueta Firth.	45
Figura 6.3: Diagrama de cortantes vigueta Firth.	45
Figura 6.4: Corte de acero en aligerado.	46
Figura 6.5: Diseño por capacidad.	47
Figura 6.6: Esquema de la viga típica VT - 11.	48
Figura 6.7: Envolvente de momentos flectores de la viga VT - 11.....	48
Figura 6.8: Envolvente de fuerza cortante de la viga VT - 11.....	48
Figura 6.9: Esquema de la viga típica VT - 02.	49
Figura 6.10: Envolvente de momentos flectores VT - 02.	49
Figura 6.11: Envolvente de fuerza cortante VT - 02.....	49
Figura 6.12: Diseño final VT - 11.	51
Figura 6.13: Diseño final VT - 02.	51
Figura 6.14: Esquema para el diseño por capacidad de columnas.....	51
Figura 6.15: Diagrama de interacción de la columna C-1.....	54
Figura 6.16: Diseño final de la columna C-1.	54
Figura 6.17: Esquema de la placa PL-10 en el primer piso.	55
Figura 6.18: Diagrama de interacción de la placa PL-10.....	57
Figura 6.19: Diagrama de interacción de la placa PL-10.....	58
Figura 6.20: Placa PL-10 en el primer piso con refuerzo.....	58
Figura 6.21: Distribución triangular de esfuerzo.....	61
Figura 6.22: Distribución rectangular de esfuerzo.....	61
Figura 6.23: Esquema para verificación por punzonamiento.....	62
Figura 6.24: Diseño por Flexión en dirección X-X.	63
Figura 6.25: Diseño por Flexión en dirección Y-Y.	63
Figura 6.26: Armado Final.	64
Figura 6.27: Esquema de zapata combinada.	65

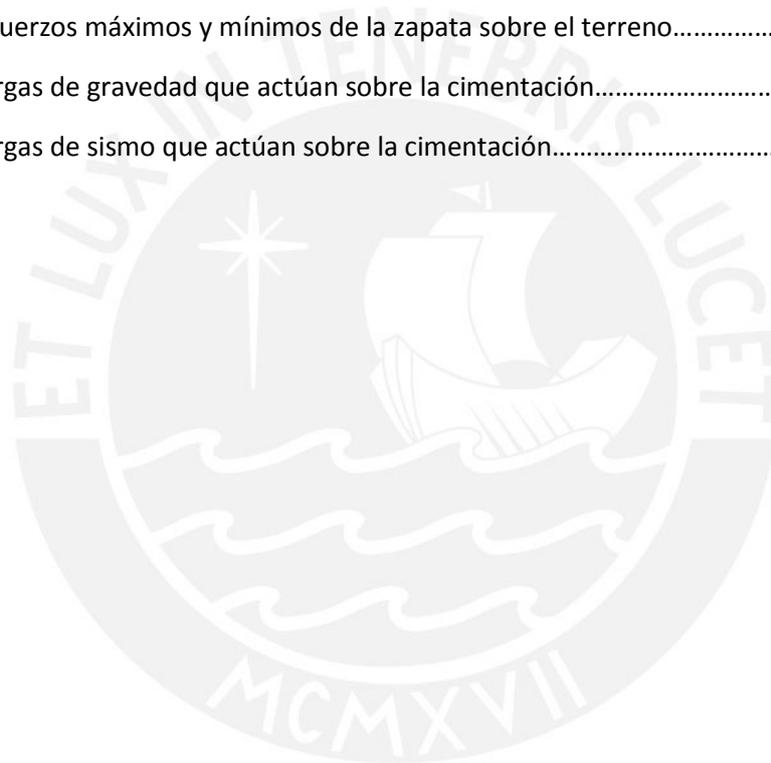
Figura 6.28: Diagrama de fuerza cortante en la dirección X (V1-3).....	67
Figura 6.29: Diagrama de fuerza cortante en la dirección Y (V2-3).....	68
Figura 6.30: Diagrama de momentos en X-X (M1-1).....	68
Figura 6.31: Diagrama de momentos en Y-Y (M2-2).....	69
Figura 6.32: Armado final de zapata combinada.	69
Figura 6.33: Esquema de Zapata conectada.	70
Figura 6.34: Esquema zapata combinada.	71
Figura 6.34A: Armado final zapata combinada.	75
Figura 6.35: Modelación de la zapata excéntrica y la viga conectada.....	76
Figura 6.36: Armado Final de la cimentación.	77
Figura 6.37: Diagrama de distribución de cargas en el muro cisterna.....	78
Figura 6.38: Diagrama de momentos del 1er tramo de la escalera.....	80
Figura 6.39: Diagrama de cortantes del 1er tramo de la escalera.....	80
Figura 6.40: Armado final del tramo 1 de la escalera.....	81



LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Peralte de losas recomendados por el fabricante según la luz del paño.....	16
Tabla 2.2: Peralte de losas recomendados por el fabricante según la luz del paño.....	17
Tabla 2.3: Pre dimensionamiento de columnas.....	18
Tabla 2.4: Verificación por pandeo de columnas.	18
Tabla 2.5: Pre dimensionamiento de muros de corte.....	19
Tabla 3.1: Cargas de Diseño.	21
Tabla 4.1: Modos principales de vibración para cada dirección.....	27
Tabla 4.2: Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo XX.....	29
Tabla 4.3: Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo YY.....	29
Tabla 4.4: Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo XX.....	29
Tabla 4.5: Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo XX.....	30
Tabla 4.6: Verificación torsional del edificio en YY.	30
Tabla 4.7: Verificación torsional del edificio en XX.	30
Tabla 4.7.A: Centro de masa y centro de rigidez en cada nivel.....	30
Tabla 4.8: Cálculo de la cortante estática.	31
Tabla 4.9: Cálculo del factor de escala.	31
Tabla 5.1: Tabla de Factores de Reducción de resistencia.	34
Tabla 5.2: Parámetros de deflexión diferida.	37
Tabla 5.3: Deflexiones máximas.	37
Tabla 5.4: Anclajes de fierro.	40
Tabla 6.1: Datos de diseño – Aligerado tipo Firth.....	44
Tabla 6.2: Diagrama de cortantes vigueta Firth.	45
Tabla 6.3: Cálculo de acero negativo.	46
Tabla 6.4: Tabla resumen del diseño por flexión.	48
Tabla 6.5: Tabla resumen del diseño por corte.	49
Tabla 6.6: Tabla resumen del diseño por flexión.	50
Tabla 6.7: Cálculo de la cortante última por capacidad.	50
Tabla 6.8: Resumen de diseño por corte.	50
Tabla 6.9: Cargas de servicio de la columna C-1.	52

Tabla 6.10: Combinaciones de carga para C-1.	52
Tabla 6.11: Diseño por corte de la columna C-1.	53
Tabla 6.12: Combinaciones para el sismo en X-X.	53
Tabla 6.13: Cargas de servicio para el sismo en X-X.	55
Tabla 6.14: Cargas de servicio para el sismo en Y-Y.	55
Tabla 6.15: Combinaciones sismo en X-X.	56
Tabla 6.16: Combinaciones sismo en Y-Y.	56
Tabla 6.17: Combinaciones de diseño principal.	59
Tabla 6.18: Cargas de gravedad y cargas de sismo – zapata – placa 11.....	60
Tabla 6.19: Esfuerzos máximos y mínimos de la zapata sobre el terreno.....	60
Tabla 6.20: Cargas de gravedad que actúan sobre la cimentación.....	64
Tabla 6.21: Cargas de sismo que actúan sobre la cimentación.....	65



CAPÍTULO 1: ASPECTOS GENERALES

El objetivo del presente trabajo es realizar el análisis y diseño estructural de un edificio de cinco pisos destinado para viviendas.

El terreno posee las siguientes dimensiones:

- Frente: 12.00 m
- Largo: 30.00 m

El edificio se encuentra ubicado en el distrito de San Miguel, Lima y consta de cinco niveles. El primer piso está destinado para el estacionamiento de veinte vehículos. El segundo nivel consta de cuatro departamentos simples (Dpto. 201, 202, 203 y 204). Los Dptos. 201 y 202 cuentan con sala comedor, cocina, dos servicios higiénicos, un dormitorio principal y una terraza. El departamento 203 está conformado por sala comedor, cocina, un dormitorio principal, dos servicios higiénicos y una terraza. Y el departamento 204 cuenta con sala comedor, cocina, tres dormitorios, tres servicios higiénicos, un cuarto de servicio, un patio de lavandería y terraza.

El tercer nivel está conformado por dos departamentos dúplex (301 y 302), y dos departamentos simples (303 y 304). Los dúplex, poseen sala comedor, cocina, dos servicios higiénicos y un patio de lavandería. En su piso superior, los dúplex están compuestos por tres dormitorios y dos baños cada uno. Los departamentos simples del tercer nivel (303 y 304) poseen las mismas características que los departamentos 203 y 204, respectivamente.

En la planta del cuarto piso, se ubica el segundo nivel de los dúplex 301 y 302, y además dos departamentos simples (401 y 402), los cuales poseen las mismas características que los departamentos 203 y 204, respectivamente.

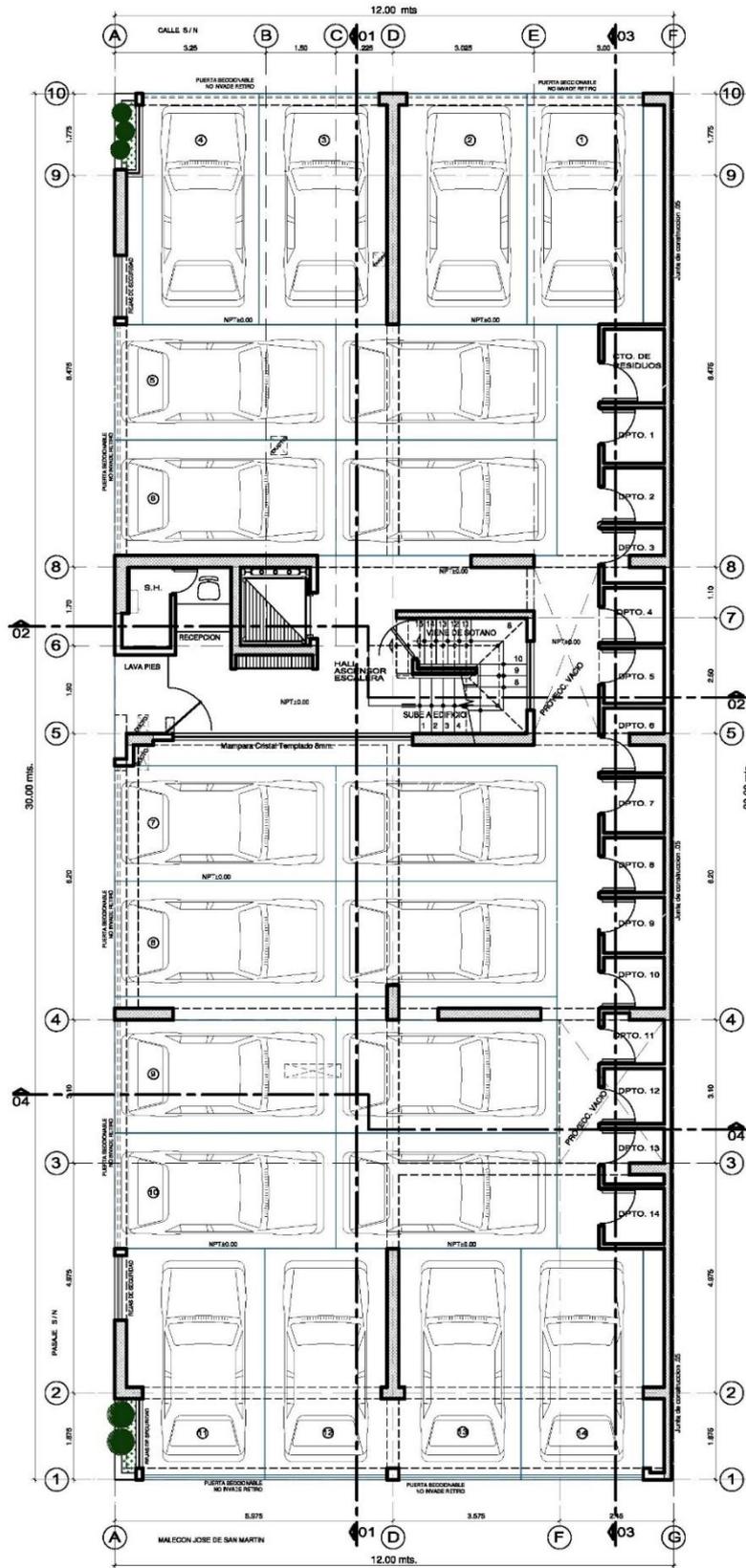
En la planta del quinto piso, se ubica los dúplex 501 y 502, los cuales están conformados por sala comedor, cocina, un dormitorio principal, dos servicios higiénicos y una terraza. Además, existen dos departamentos simples (503 y 504) que tienen características similares a los departamentos 203 y 204.

Finalmente, en la azotea se encuentra el segundo nivel del dúplex 501 y 502, cada uno con un servicio higiénico, terraza y área de recreación.

Con respecto a la circulación vertical, el edificio cuenta con un ascensor y una escalera principal. Cada dúplex tiene su propia escalera interna. El almacenamiento de agua potable se hará mediante una cisterna ubicada en el sótano. Y la caseta de máquinas se encuentra sobre la caja del ascensor.

Se ha considerado una estructura de concreto armado, con un resistencia a compresión $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ en todos los elementos estructurales. El sistema estructural consiste en muros de corte, combinados con pocos pórticos conformados por vigas y columnas que sirven de apoyo a las losas aligeradas con viguetas pre fabricadas tipo Firth y losas macizas. Los tabiques son de ladrillos de arcilla sólida cocida. La capacidad portante del suelo considerada es de 40 ton/m^2 . Para realizar el análisis y diseño de edificio, se ha empleado el Reglamento Nacional de Edificaciones.

A continuación se presenta la distribución arquitectónica del edificio en planta del primer piso (ver Figura 1.1) y la planta del segundo piso (ver Figura 1.2).



PLANTA PRIMER PISO
NPT - 2.00

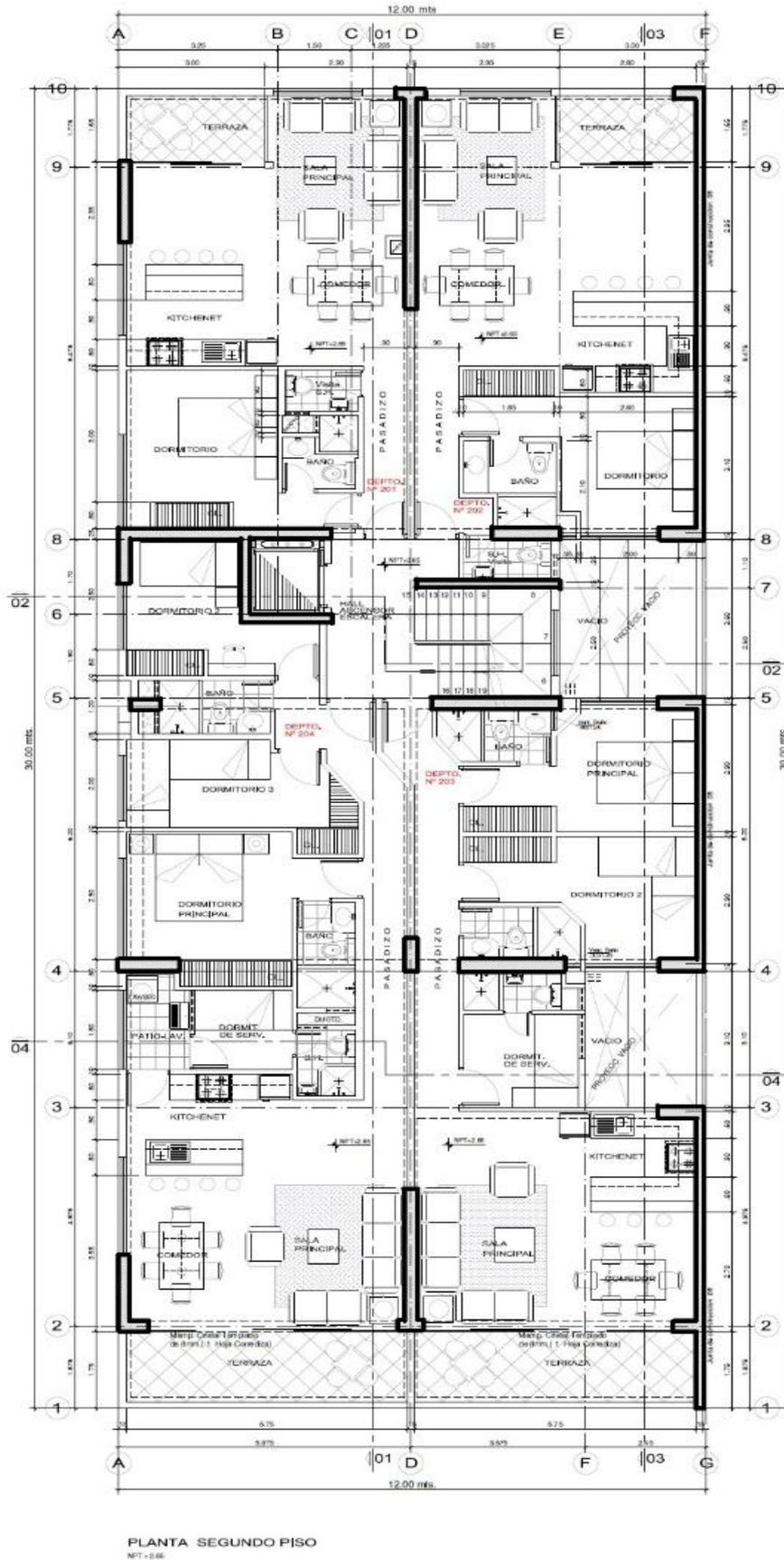


Figura 1.2 Planta Arquitectura – segundo piso

El edificio presenta dos accesos: uno vehicular a través de puertas seccionables en el primer piso y un ingreso directo al hall de escaleras. La circulación vertical entre los 5 niveles se facilita por un ascensor que se ubica en el hall de entrada, además de un eje de escaleras principales, adicionalmente cada dúplex cuenta con una escalera interna, tal y como se muestra en el corte 1-1. Ver figura 1.3.

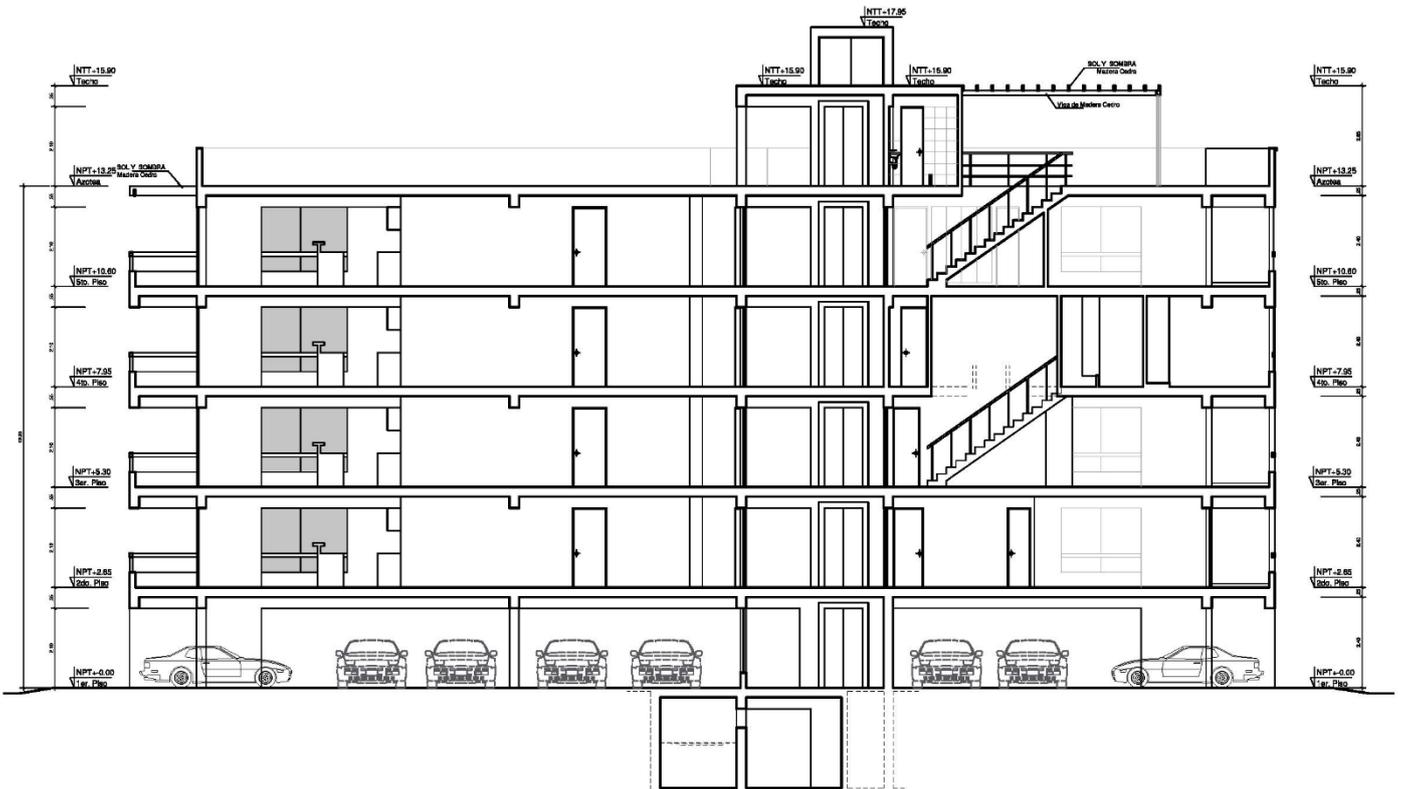


Figura 1.3. Corte elevación 1 - 1

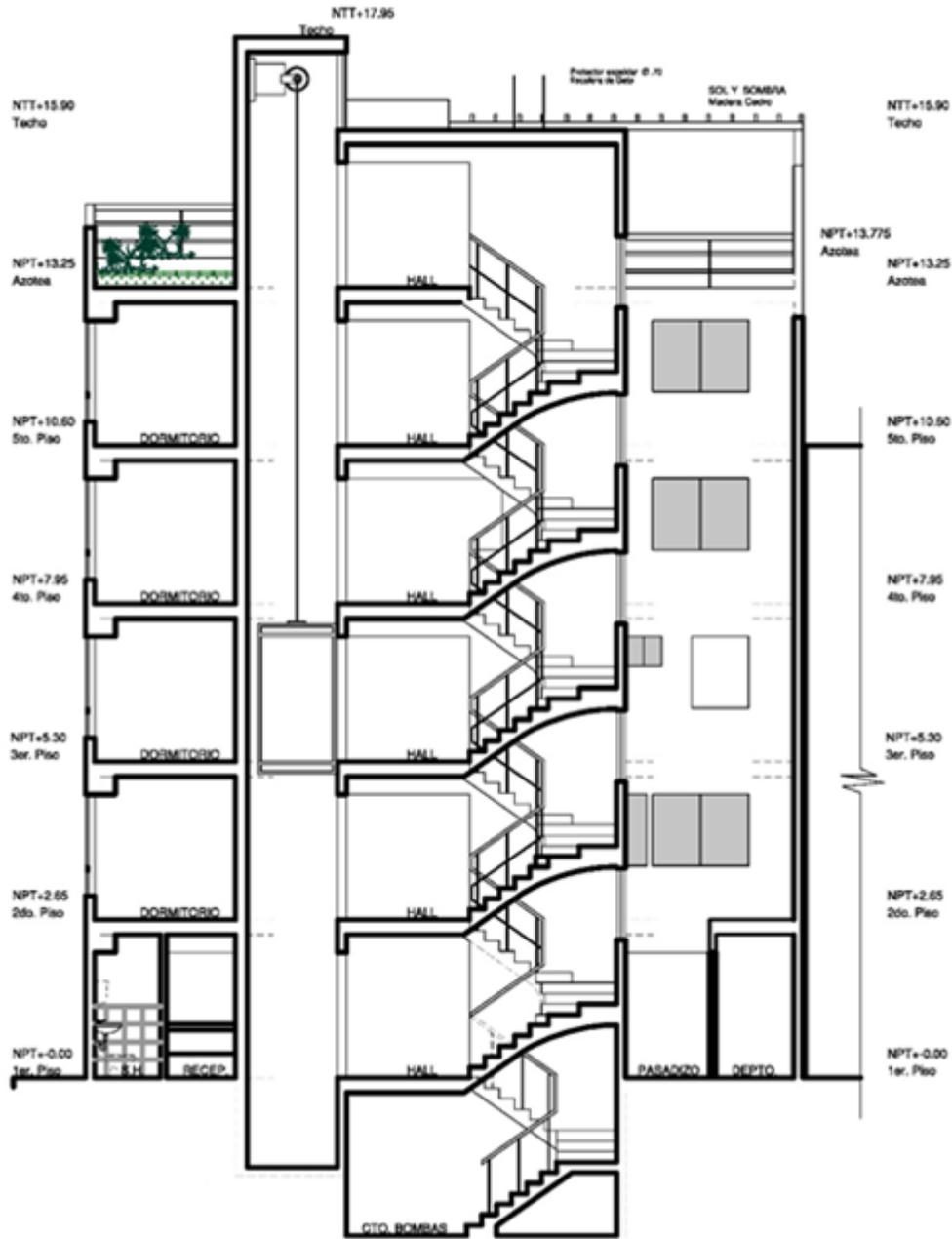


Figura 1.4 Corte elevación 2 - 2

CAPITULO 2. ESTRUCTURACIÓN Y PREDIMENSIONAMIENTO

GENERALIDADES

Dado que el edificio se ubica en una zona de alta sismicidad, se requiere que el sistema estructural del edificio esté orientado a conseguir un buen desempeño sísmico, por lo que se busca que la estructuración sea lo más simple posible. Por eso, se debe considerar criterios aceptados en la norma E.030 como: simplicidad y simetría, resistencia y ductilidad, hiperestaticidad y monolitismo, uniformidad y continuidad, rigidez lateral, diafragma rígido, peso mínimo, selección y uso adecuado de los materiales de construcción, una buena práctica constructiva y una inspección estructural rigurosa.

Con los planos de arquitectura, se comienza a estructurar el proyecto. Además de seguir los criterios mencionados anteriormente, se busca alterar lo menos posible la arquitectura del edificio, por lo que se ubican los muros de corte y columnas respetando las áreas libres proyectadas en los planos de arquitectura.

En los techos se emplea aligerado prefabricado Firth por ser una solución constructivamente más rápida y además de ahorrar en encofrado; sin embargo, en algunos paños donde existe una concentración de tuberías de baño se empleó losa maciza con el mismo espesor del aligerado.

Se empleó losa maciza en la zona de baños, ya que facilita la instalación y reparación de las tuberías.

Las vigas chatas se colocan para cargar tabiques que se encuentren orientados en forma paralela a la losa aligerada, y en zonas de transición entre la losa maciza y losa aligerada.

La tabiquería no forma parte del sistema estructural y solo se considera su peso para el análisis sísmico y de gravedad y para el posterior diseño de los elementos estructurales.

2.1 PREDIMENSIONAMIENTO

El pre dimensionamiento consiste en determinar dimensiones tentativas a los elementos estructurales según recomendaciones basadas en la experiencia y práctica ingenieril, en la norma E.060 del RNE o en limitaciones arquitectónicas, las cuales se deben verificar al momento del diseño final.

2.1.1. Pre dimensionamiento de losas macizas y aligerados

Las losas tienen dos funciones principales desde el punto de vista estructural: la primera, ligada a las cargas de gravedad, que es la transmisión hacia las vigas de las cargas propias de la losa, el piso terminado, la sobrecarga y eventualmente tabiques u otros elementos apoyados en ellos; y la segunda, ligada a las cargas de sismo, que es la de trabajar como un diafragma rígido para mantener la unidad de la estructura, logrando que las columnas y/o muros en los que se apoya se desplacen igual en un cada nivel.

Para la aplicación del proyecto se emplearán losas aligeradas prefabricadas y losas macizas.

2.1.2. Pre dimensionamiento de losas aligeradas prefabricadas Firth

Según el manual de los fabricantes se da recomendaciones para los peraltes y espaciamientos que se deben utilizar de acuerdo a la luz libre de cada paño. En la tabla 2.1 se muestran los peraltes y espaciamiento recomendados.

Luces (m)	0- 5.10	5.10-6.00	6.00-7.50	7.50-8.50
Altura - espaciamiento	17 - 60	20 - 60	25 - 60	30 - 60

Tabla 2.1. Peralte y espaciamiento (cm) de losas recomendados por el

fabricante según la luz del paño.

Existen varios tipos de viguetas, y cada una tiene una capacidad de momentos últimos diferente. Además hay que cumplir con los requisitos de transporte y manipuleo que el fabricante recomienda. (Ver Tabla 2.2)

Descripción:	V101	V102	V103	V104	V105
LUZ MAXIMA DE VIGUETA (m)	4.50	5.50	6.50	7.50	8.50

Tabla 2.2. Peralte de losas recomendados por el fabricante según la luz del paño.

Finalmente, se escogió un aligerado con 20 cm de peralte, ya que las luces libres del edificio están entre 5.0 y 6.0m. Además, se consideró 50 cm de espaciamiento de viguetas en todos los pisos del edificio, debido a disponibilidad de ladrillo bovedilla en el Perú. (Ver figura 2.1)

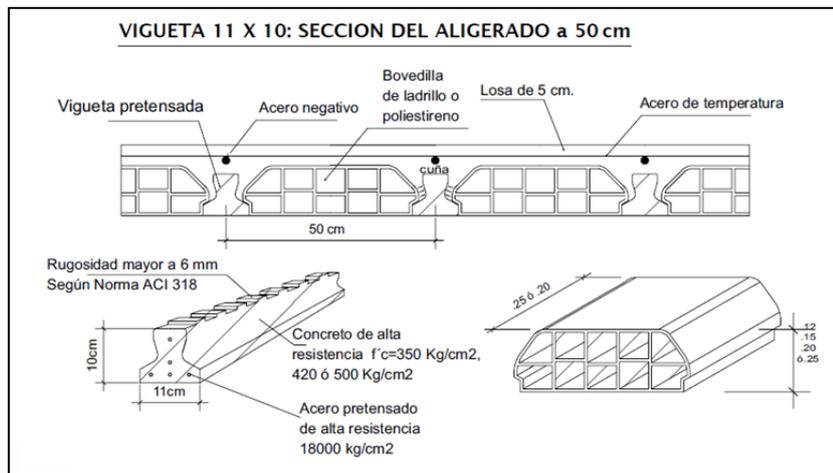


Figura 2.1. Sección transversal del aligerado seleccionado¹.

(Firth Industries Perú S.A., Manual de Diseño, Proceso Constructivo y de Detalles. 2004)

2.1.3 Pre dimensionamiento de losas macizas.

Para losas macizas armadas en dos direcciones y apoyadas sobre sus cuatro lados pueden ser dimensionadas usando la siguiente relación: $h \geq L_n/40 = 570/40 = 14.25 \text{ cm}$.

Sin embargo, con los resultados obtenidos se decide uniformizar el sistema de techado dándole un espesor de 0.20 m para las losas aligeradas y macizas.

2.1.4 Pre dimensionamiento de vigas

Las vigas se dimensionan generalmente considerando un peralte del orden de 1/12 de la luz libre; se debe tener en cuenta que esta altura incluye el espesor de la losa del techo o piso. En este sentido, la altura considerada, al tener una luz libre de 5.65 m, es de 0.50m.

El ancho es menos importante que el peralte, pudiendo variar entre 0.3 y 0.5 de la altura.

Conforme se tengan luces más grandes, puede disminuirse el peralte obtenido con la recomendación del décimo o doceavo de la luz, y es factible considerar hasta el catorceavo de la luz disponiendo de anchos que sean la mitad de la altura.

2.1.5 Pre dimensionamiento de columnas.

Las columnas al ser sometidas a carga axial y momento flector, tienen que ser dimensionadas considerando los dos efectos simultáneamente, tratando de evaluar cuál de los dos es el que gobierna en forma más influyente el dimensionamiento.

Las columnas se pre dimensionan considerando solo la carga axial que presentan, ya que el edificio posee una gran concentración de muros de corte en los dos direcciones, los cuales absorben la fuerza sísmica.

El área requerida para pre dimensionar las columnas será:

Donde: _____

P servicio = Área tributaria x # pisos x Carga unitaria asumida.

Carga unitaria asumida es de 1 ton/m2.

En la tabla 2.3, se muestra el pre dimensionamiento de las 3 columnas que hay en el edificio. Apreciamos que hay un área requerida según la fórmula de pre dimensionamiento y un área asignada según los planos de arquitectura.

PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS POR CARGA AXIAL

COLUMNA	Área tributaria (m2)	Carga (ton/m2)	P (Ton) servicio	Área requerida (cm2)	Dimensiones Asignadas (cm2)
1	95	1	95	1005	25x58 =1450
2	99	1	99	1048	25x75 =1875
3	128	1	128	1353	25x125 =3125

Tabla 2.3 Pre dimensionamiento de columnas.

Luego de realizar el pre dimensionamiento de las columnas se procede a verificar el efecto de esbeltez de las columnas en el primer piso del edificio.

Para la verificación por esbeltez de las columnas empleamos la expresión citada en el capítulo 10 de la Norma E.060:

$$P_{cr} = \left(\frac{\pi}{kh} \right)^2 E I_{ef}, \quad k = 1.0$$

Pu = 1.5 x Ps, donde Ps: cargas axiales en servicio; k: factor de longitud efectiva.

Y se debe verificar que cumpla lo siguiente: $\phi P_{cr} > 1.6 P_U$ Phi= 0.70

	Dimensiones asignadas (m2)	Carga última Pu (ton)	l ef = l /5 (m4)	H de entrepiso (m)	phi*Pcr (Col)	phi*Pcr/Pu > 1.6	
C1	0.145	142	0.0008	2.40	394	2.76 > 1.6	Cumple
C2	0.188	148	0.0010	2.40	509	3.43 > 1.6	Cumple
C3	0.313	192	0.0016	2.40	849	4.43 > 1.6	Cumple

Tabla 2.4. Verificación por pandeo de columnas.

2.1.6 Pre dimensionamiento de muros de corte.

Los muros se pre dimensionan considerando que los esfuerzos de corte producidos por el 80% de la fuerza cortante sísmica de diseño del análisis estático, son resistidos únicamente por el concreto de los mismos.

Se busca que el esfuerzo producido en la placa no exceda el esfuerzo resistente del concreto.

En capítulo 11 de la Norma E.060 de Concreto Armado, se indica una expresión para determinar la contribución del concreto. Despejando A_{cw} y considerando el 80% del cortante, se determina el área la sección de concreto de la placa.

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

Donde:

$\alpha_c = 0.53$, dado que la relación entre la altura de la placa y su longitud es mayor a dos.

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

$\Phi = 0.85$ y

V es el valor del cortante estático.

V estático x = 347.60 ton. (Valor que se obtuvo del Etabs y se explicará en el capítulo 4)

V estático y = 347.60 ton. (Valor que se obtuvo del Etabs y se explicará en el capítulo 4)

En la tabla 2.5 se muestra el pre dimensionamiento de cada placa, donde apreciamos que el área disponible para muros de corte es mayor que la requerida, tanto para la dirección X y dirección Y.

	SISMO XX	SISMO YY
V estático (TON)	347.60	347.60
AREA REQUERIDA (cm2)	42 595.7	42 595.7
PLACA 1		4625
PLACA 2	1500	11875
PLACA 3	3750	14625
PLACA 4	15500	6750
PLACA 5	3375	
PLACA 6	4425	
PLACA 7	6500	
PLACA 8	4500	8550
PLACA 9	5500	
PLACA 10	1500	3625
PLACA 11	1250	7500
PLACA 12	3000	9900
AREA DISPONIBLE (cm2)	50 800	67 450

Tabla 2.5. Pre dimensionamiento de muros de corte.

Para poder ver la distribución de placas en planta del piso 1, ver la figura 2.2.

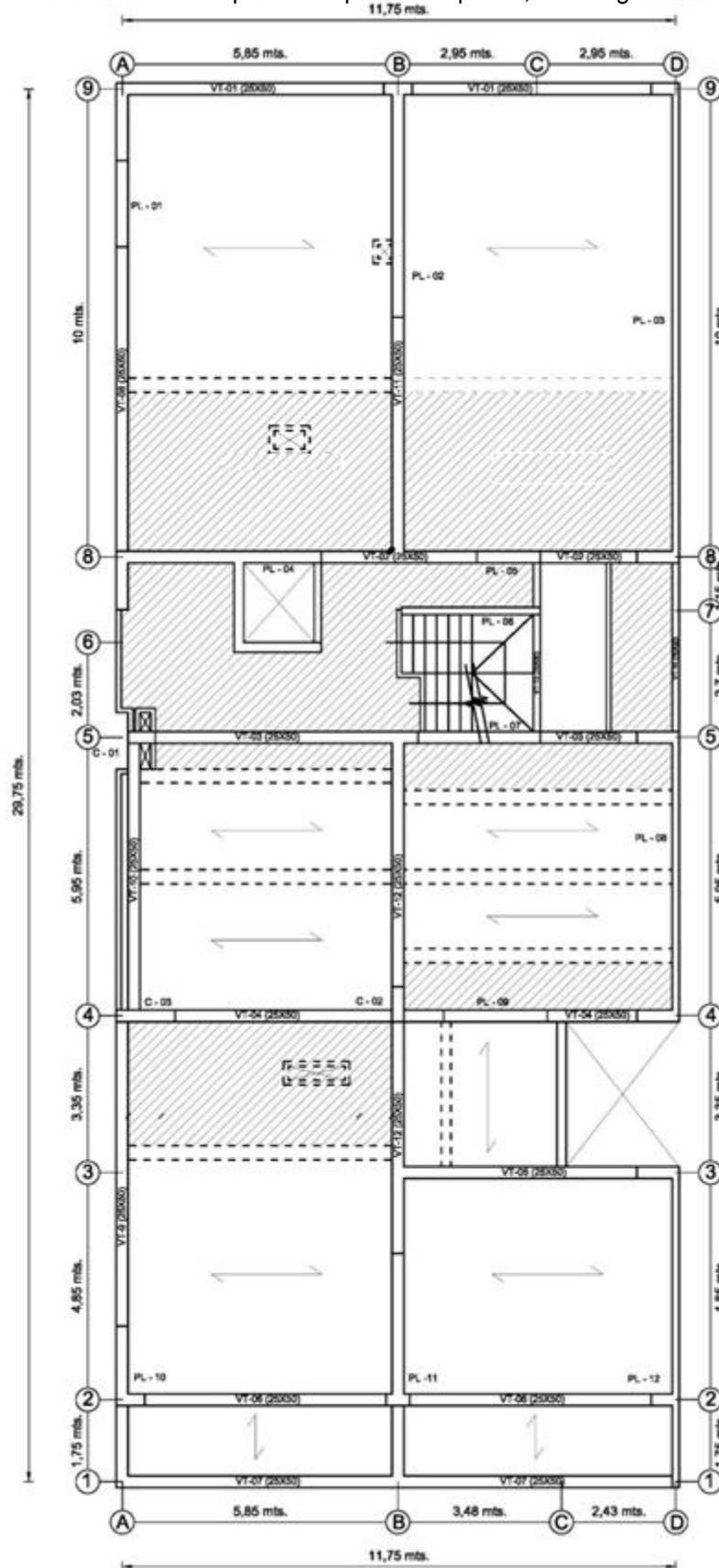


Figura 2.2. Encofrado techo 1er piso

CAPITULO 3. ANALISIS POR CARGAS DE GRAVEDAD

3.1 CARGAS DE DISEÑO

Los análisis elaborados en el presente proyecto tienen como base y respaldo a la Norma Técnica E.020, la cual da recomendaciones respecto a los valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño estructural. Las cargas que se consideran son las siguientes: muertas, vivas y sismo.

Se considera carga muerta (CM) al peso propio de los materiales o elementos estructurales los cuales son permanentes. Por otro lado, se considera carga viva (CV) al peso de los que ocupan la edificación, muebles, equipos y cualquier elemento externo a la edificación en sí. Por último, se tiene las cargas de sismo (CS) las cuales son generadas debido a la acción sísmica sobre la estructura.

El metrado de cargas es una técnica con la cual se estiman las cargas actuantes sobre los distintos elementos estructurales que componen al edificio. Este proceso es aproximado ya que por lo general se desprecian los efectos hiperestáticos producidos por los momentos flectores, salvo que estos sean muy importantes.

Los pesos unitarios de los diferentes materiales utilizados, así como las sobrecargas utilizadas son detallados en el cuadro siguiente.

MATERIAL	PESOS UNITARIOS (kg/m ³)
Concreto Armado	2400
Unidades de albañilería sólida	1800
Agua	1000

USO	S/C (kg/m ²)
VIVIENDAS	200
TECHO (Uso Común)	400

Tabla 3.1 Cargas de Diseño

Para el aligerado Firth, según el fabricante se considera un peso de 280 kg/m² (peralte h=20m) y también se considera un peso de 100kg/m² para piso terminado.

3.2 MODELO ESTRUCTURAL

En el siguiente punto se explica el desarrollo de los diversos modelos utilizados para realizar el análisis estructural de los elementos estructurales (losas aligeradas, losas macizas, vigas, etc.) que componen el edificio. Estos modelos se realizaron empleando los programas ETABS y SAP 2000.

3.2.1 Análisis del aligerado.

El aligerado que se utilizó son losas unidireccionales, es decir que trabajan en una sola dirección y las cargas asignadas son distribuidas por metro lineal, considerando como ancho tributario el correspondiente al ancho de una vigueta. Estas viguetas se consideran simplemente apoyadas sobre placas o vigas, y empotradas si llegan a losa maciza.

El peso propio de las viguetas es de 280 kg/m², considerando un peralte de 20 cm y una separación de 50 cm entre ejes y relleno con ladrillos de arcilla. (Fig 3.1)

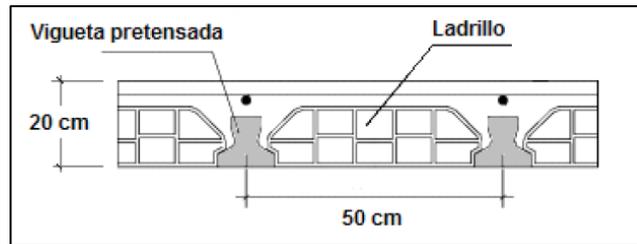


Figura 3.1. Detalle de vigueta

$$C_m = (0.28 + 0.10) \times 0.5 = 0.19 \text{ ton / ml}$$

$$C_v = 0.20 \times 0.5 = 0.1 \text{ ton / ml}$$

$$W_u = 1.7 \times 0.10 + 1.4 \times 0.19 = 0.44 \text{ ton / ml}$$

A modo de ejemplo se muestra en la figura 3.2 los diagramas de momentos de una viga de la planta del segundo piso ubicada entre los ejes A-F y entre los ejes 9 – 10.

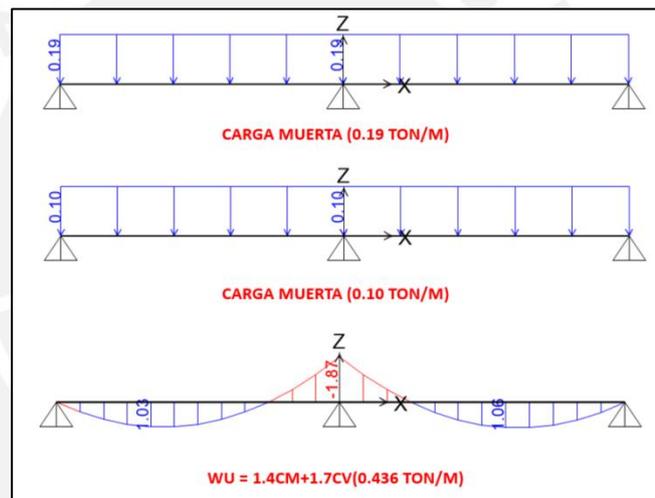


Figura 3.2 Análisis de Vigueta típica

En el capítulo 6 se realizará el diseño de la losa aligerada, de acuerdo a los diagramas de momentos flectores que se presenten y la zona a analizar.

3.2.2 Análisis de losa maciza.

Las losas macizas fueron analizadas mediante el método de elementos finitos en un modelo bidimensional, ya que este permite una mejor visualización del flujo de esfuerzos en las estructuras, a través de la discretización. La condición de apoyo dependerá del paño analizado, el cual se podrá observar en planta.

Las cargas fueron distribuidas por área tomando en cuenta el piso terminado y sobrecarga. A continuación se analizará la losa ubicada en el tercer nivel, entre los ejes 5 y 9 (Ver figura 3.3).

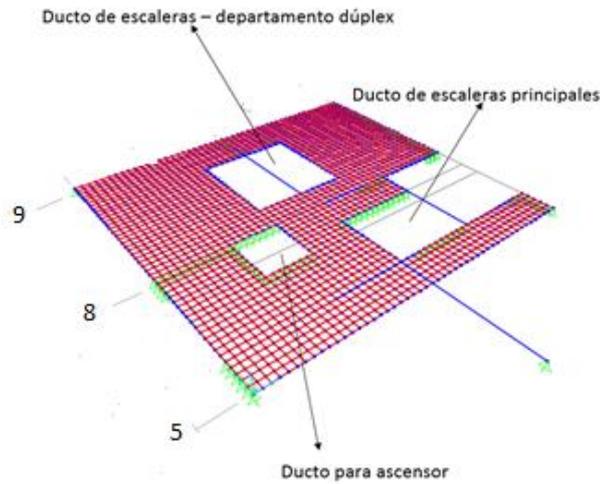


Figura 3.3 Análisis de losa maciza – Encofrado de Techo tercer piso

A modo de ejemplo, se ilustra en la figura 3.4 y 3.5 los diagramas de momentos flectores M11 (horizontal) y M22 (vertical) de la losa maciza de la planta del cuarto piso.

Las cargas consideradas son:
 Peso propio: 480 kg/m²
 Peso piso terminado: 100 kg/m²
 Sobre carga: 200 kg/m²

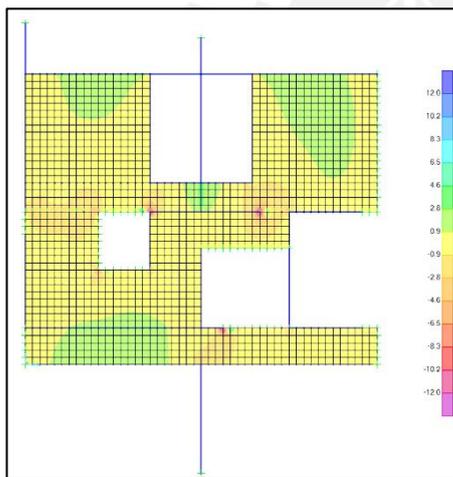


Figura 3.4. Momentos flectores M11 por cargas de gravedad.

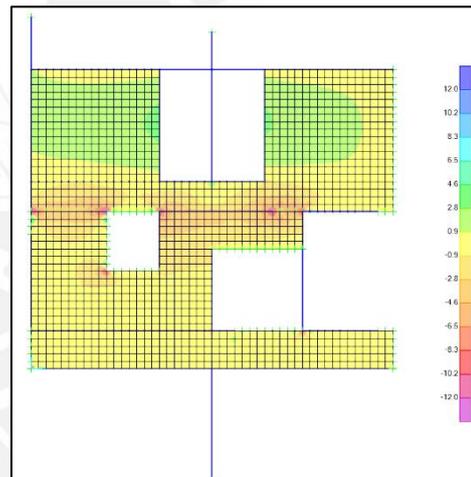


Figura 3.5. Momentos flectores M22 por cargas de gravedad.

3.2.3 Análisis del edificio.

Para el análisis del edificio, se elaboró un modelo tridimensional donde se representan los diferentes elementos estructurales que lo componen tales como vigas, columnas, muros de corte y losas. Para este modelo, las vigas y columnas se modelaron como elementos unidireccionales; las placas como elementos bidireccionales; y las losas, tanto macizas como aligeradas, se modelaron como áreas cargadas, que transmiten las cargas hacia las vigas y placas. Para realizar el modelo se usó el programa Etabs (versión 9.7.4).

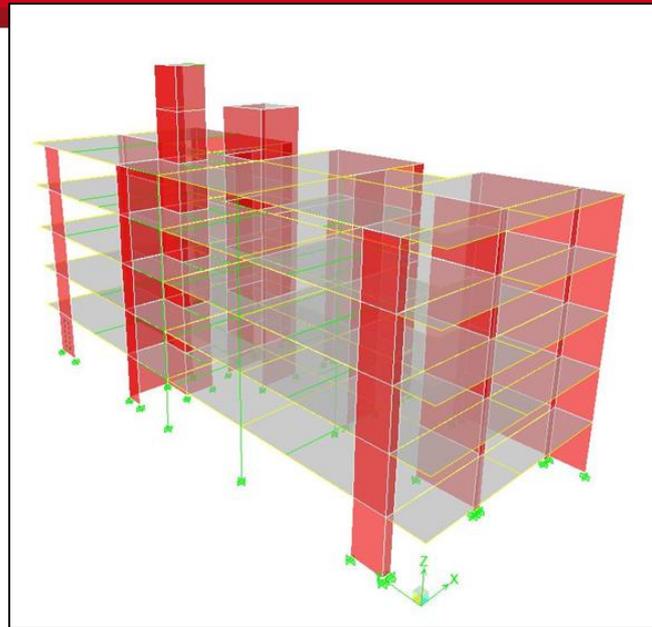


Figura 3.6. Modelo estructural del edificio.

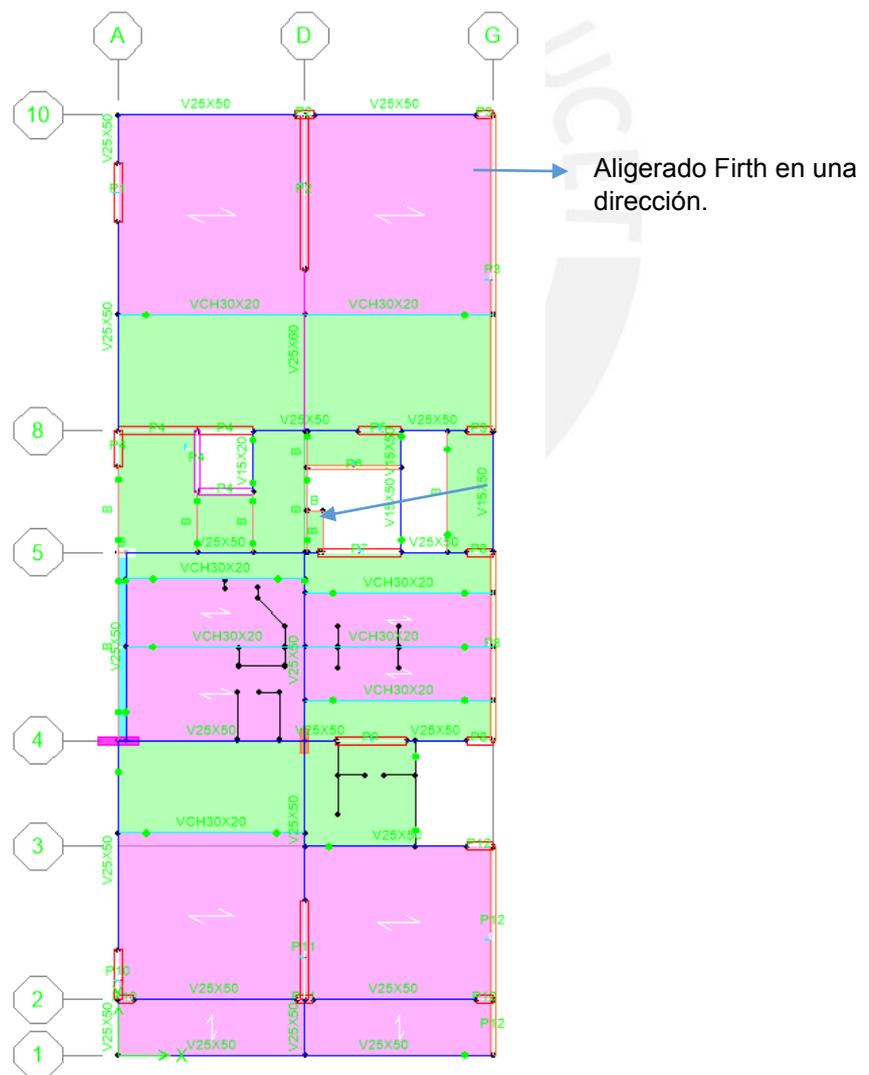


Figura 3.7. Modelo encofrado de techo del segundo piso.

3.3. INFLUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO EN LAS FUERZAS INTERNAS.

Durante la construcción de un edificio las columnas más cargadas se van acortando más, pero los techos se van nivelando en cada operación de vaciado. Debido a esto, las columnas más cargadas en los primeros niveles se acortan más y las vigas presentan una ligera disminución de momento negativo en los apoyos.

Cuando se modela y se aplican las cargas en una sola operación, las columnas centrales se acortan más que las placas y la posterior nivelación que se realiza en los pisos no se representa en el modelo.

En este edificio se analizará el pórtico eje 4, en donde existe una columna central, y debido al proceso constructivo, la columna ha tenido un desplazamiento vertical mayor al de las placas adyacentes.

Debido a este motivo, se ha optado por restringir el desplazamiento vertical en los nudos de las columnas para cargas de gravedad, y de esta manera evitar la reducción del momento negativo presente en los apoyos de las vigas.

A continuación se muestra una imagen del pórtico del eje 4 sin aplicar secuencia de caso constructivo y aplicando caso constructivo. (Ver figura 3.8 y 3.9 respectivamente).

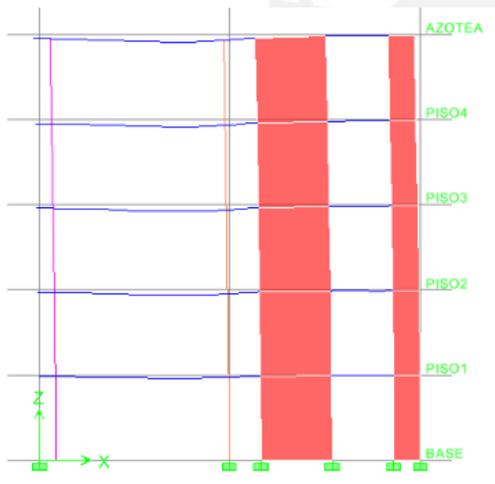


Figura 3.8. Elevación del pórtico eje 4. Con Proceso constructivo.

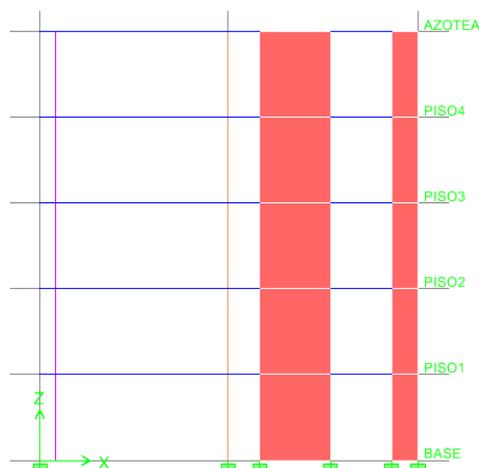


Figura 3.9. Elevación pórtico eje 4. Corrección del proceso constructivo (Desplazamiento vertical restringido en los nudos de columna C-02).

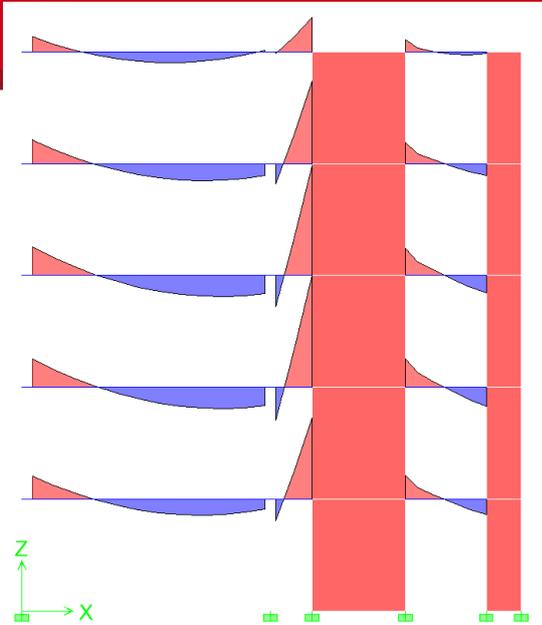


Figura 3.9.1. Elevación pórtico eje 4. (Sin restricción de desplazamiento vertical).

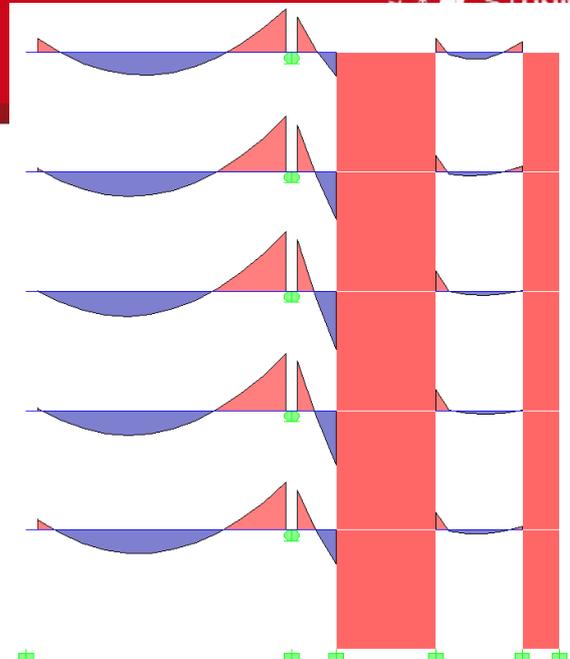


Figura 3.9.2. Elevación pórtico eje 4. (Desplazamiento vertical restringido en los nudos de columna C-02).

En las figura 3.9.1, tenemos la elevación del pórtico eje 4 que muestra los momentos flectores obtenidos sin restricción del desplazamiento vertical. En consecuencia se produce un ligero desplazamiento vertical de la columna central que genera una reducción del momento negativo en el extremo de la viga. Sin embargo; en la figura 3.9.2 se restringió el desplazamiento vertical (eje Z) para la columna central y como resultado se obtuvo una variación considerable del momento en los extremos de la viga analizada.

Para poder apreciar mejor la variación en los momentos flectores, ver figura 3.9.1.A y figura 3.9.2.A.

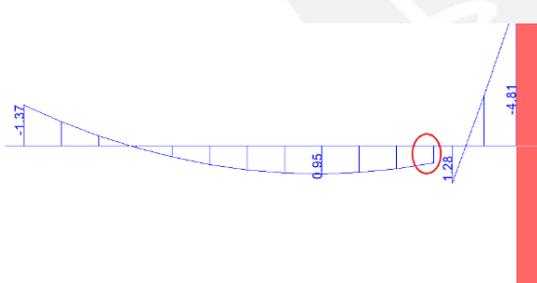


Figura 3.9.1.A Elevación pórtico eje 4. (Sin restricción de desplazamiento vertical).

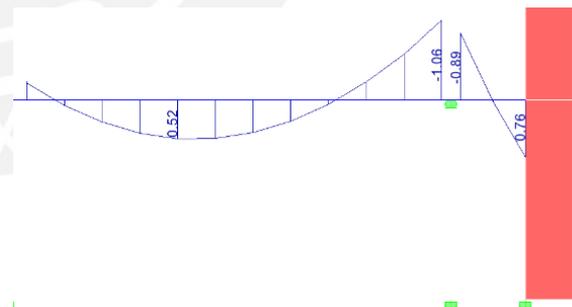


Figura 3.9.2.A Elevación pórtico eje 4. (Desplazamiento vertical restringido en los nudos de columna C-02).

De acuerdo a lo analizado, en el modelo se utilizó el proceso constructivo, a fin de tener una mejor aproximación con lo que sucede en obra; es decir, reflejar la nivelación, a través del proceso de vaciado en los elementos vertical.

CAPÍTULO 4. ANÁLISIS SÍSMICO

4.1 INTRODUCCIÓN.

El análisis sísmico se realiza para verificar que el edificio cumpla con los requisitos de rigidez especificados por la Norma de Diseño Sismorresistente E.030 (control de la deriva máxima) y obtener las fuerzas internas de cada elemento estructural.

El modelo considera la rigidez y propiedades inerciales de cada elemento que constituyen el edificio. Para ello se realizará el análisis empleando el modelo tridimensional y considerando masas concentradas en cada diafragma del edificio compuestas básicamente por 100% de la carga muerta y 25% de la carga viva.

Se procederá a realizar un análisis espectral que utiliza la respuesta dinámica máxima de todos los modos que tienen una contribución importante a la respuesta estructural total. Las contribuciones modales máximas se combinan de manera estadística para obtener una respuesta estructural máxima aproximada, en este caso se utilizó la combinación cuadrática completa permitida por la Norma Sismorresistente E.030.

4.2 ANÁLISIS DE MODOS DE VIBRACIÓN.

Los modos de vibración del edificio dependen de la rigidez del edificio y la distribución de masa en el mismo. Cada modo de vibración se encuentra asociado a una forma y periodo de vibración.

Se definieron 15 modos de vibración debido que se tienen 3 grados de libertad por cada piso del edificio. (Ver tabla 4.1).

Modo	Periodo	UX	UY	RZ
1	0.38	1.50	18.05	52.70
2	0.23	70.90	0.34	0.85
3	0.18	0.00	2.01	1.77
4	0.13	0.02	47.71	21.44
5	0.09	0.47	9.28	7.63
6	0.08	2.82	0.03	1.40
7	0.07	13.65	0.08	1.90
8	0.04	1.93	0.30	3.70
9	0.04	0.65	0.95	2.21
10	0.03	0.43	14.79	2.05
11	0.03	3.90	0.41	0.17
12	0.03	0.03	0.03	1.27
13	0.02	0.01	0.19	0.18
14	0.02	0.56	0.29	0.90
15	0.02	1.69	0.18	0.10

Tabla 4.1 Modos principales para cada dirección.

4.3 ANALISIS POR SUPERPOSICIÓN ESPECTRAL

Se realizó un análisis por superposición espectral, representando las sollicitaciones sísmicas por el espectro de diseño del código peruano. La respuesta de los diferentes modos se combinó usando el criterio de combinación cuadrática (CQC).

4.3.1 Espectro de diseño

Está definido por la siguiente ecuación:

$$S_a = ZUCS/R * g$$

Los parámetros empleados fueron los siguientes:

- **Factor de zona:** $Z=0.4$, este valor depende de la ubicación geográfica del edificio, en nuestro caso se ubica en la zona sísmica 3.
- **Factor de uso:** $U = 1$ (La categoría del edificio corresponde a una edificación común).
- **Factor de amplificación sísmica:** C , es el factor de amplificación estructural respecto de la aceleración del suelo, el cual depende del periodo fundamental del edificio. El valor C , está dado por la siguiente expresión $C=2.5 \times (T_p/T)$. El mayor valor que puede tomar C es 2.5 y el mínimo es $0.125R$, y un valor de $T_p=0.4$ seg.
- **Parámetro del suelo:** $S = 1$ (Suelo S1), debido a que se encuentra ubicado en el distrito de San Miguel y el edificio se encuentra sobre un suelo rígido.
- **Coefficiente de Reducción:** $R=4.5$ debido a que el edificio cuenta con un sistema sismorresistente de muros estructurales de concreto armado y es irregular por esquinas entrantes.

Este coeficiente de reducción, representa que ante un sismo severo la estructura ingresa al rango inelástico en donde los desplazamientos aumentan pero la resistencia máxima de la estructura permanece constante.

Para ambas direcciones se utilizó un espectro de pseudo aceleraciones definido por $S_a = (ZUCS/R)*g$. (Ver figura 4.1)

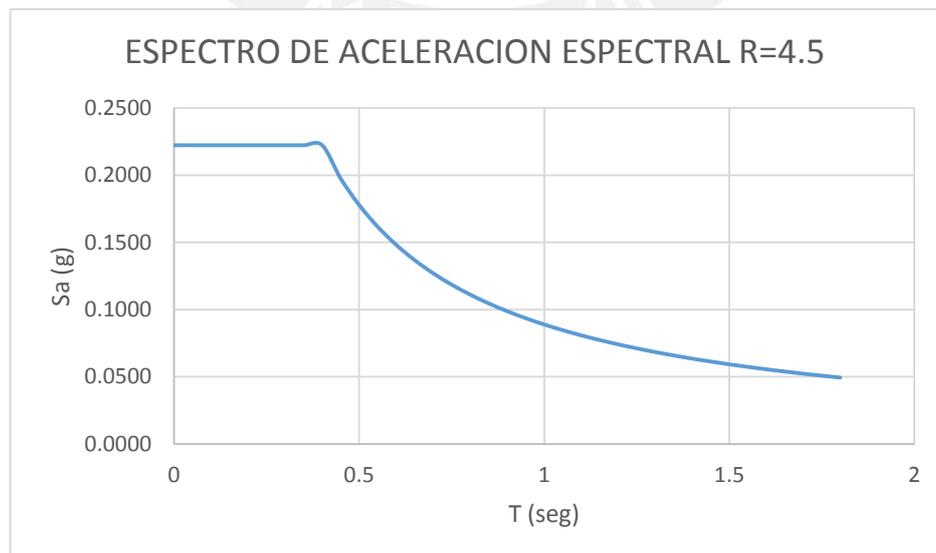


Figura 4.1. Pseudo-aceleración espectral.

4.3.2. Desplazamientos de respuesta.

Los desplazamientos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas obtenidas de ETABS, se multiplicaron por 0.75R para considerar que la estructura estará sometida a un sismo severo con incursiones en el rango inelástico. (Ver tablas 4.2, 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7).

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO SISMO EN XX

PISO	DerivaX x 0.75R	ALTURA (cm)	DESPLZ. (cm)
Azotea	0.003	265	0.86
4	0.003	265	0.89
3	0.003	265	0.83
2	0.003	265	0.68
1	0.001	265	0.33

Tabla 4.2 Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo XX.

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO SISMO EN YY

PISO	DerivaY x 0.75R	ALTURA (cm)	DESPLZ. (cm)
Azotea	0.002	265	0.65
4	0.003	265	0.68
3	0.002	265	0.65
2	0.002	265	0.52
1	0.001	265	0.23

Tabla 4.3 Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo YY.

DERIVAS DE ENTREPISO SISMO XX

Piso	Ítem	Carga	DerivaX	DerivaX x 0.75R	<0.007
AZOTEA	Diafragma D5 X	SISXX	0.00072	0.003	CUMPLE
PISO4	Diafragma D4 X	SISXX	0.00074	0.003	CUMPLE
PISO3	Diafragma D3 X	SISXX	0.00070	0.003	CUMPLE
PISO2	Diafragma D2 X	SISXX	0.00057	0.003	CUMPLE
PISO1	Diafragma D1 X	SISXX	0.00028	0.001	CUMPLE

Tabla 4.4 Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo XX.

DERIVAS DE ENTREPISO SISMO YY

Piso	Ítem	Carga	DerivaY	Deriva YY x 0.75R	<0.007
AZOTEA	Diafragma D5 Y	SISYY	0.00055	0.002	CUMPLE
PISO4	Diafragma D4 Y	SISYY	0.00057	0.003	CUMPLE
PISO3	Diafragma D3 Y	SISYY	0.00054	0.002	CUMPLE
PISO2	Diafragma D2 Y	SISYY	0.00044	0.002	CUMPLE
PISO1	Diafragma D1 Y	SISYY	0.00020	0.001	CUMPLE

Tabla 4.5 Desplazamiento relativo de entrepiso para sismo YY.

Verificación torsional del edificio.

VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN YY						Condiciones de Irregularidad Torsional		
PISO	Dmax (cm)	Dmax entrepiso (cm)	Dmin (cm)	Dmin. Entrepiso (cm)	Dprom (cm).	Dprom > 0.93	Dmax>1.3 Dpr	Dmax/Dpr
Azotea	2.74	0.65	1.47	0.42	0.53	NO CUMPLE	NO CUMPLE	1.22
4	2.09	0.68	1.05	0.35	0.52	NO CUMPLE	CUMPLE	1.32
3	1.40	0.65	0.70	0.32	0.48	NO CUMPLE	CUMPLE	1.34
2	0.76	0.52	0.38	0.27	0.40	NO CUMPLE	CUMPLE	1.32
1	0.23	0.23	0.11	0.11	0.17	NO CUMPLE	CUMPLE	1.36

Tabla 4.6 Verificación torsional del edificio en YY.

VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN XX						Condiciones de Irregularidad Torsional		
PISO	Dmax (cm)	Dmax entrepiso (cm)	Dmin (cm)	Dmin entrepiso (cm)	Dprom. (cm)	Dprom > 0.93	Dmax>1.3 Dpr	Dmax/Dpr
Azotea	3.58	0.86	2.48	0.56	0.71	NO CUMPLE	CUMPLE	1.21
4	2.72	0.89	1.92	0.57	0.73	NO CUMPLE	NO CUMPLE	1.22
3	1.84	0.83	1.35	0.62	0.73	NO CUMPLE	NO CUMPLE	1.15
2	1.01	0.68	0.73	0.49	0.58	NO CUMPLE	NO CUMPLE	1.16
1	0.33	0.33	0.24	0.24	0.28	NO CUMPLE	NO CUMPLE	1.16

Tabla 4.7 Verificación torsional del edificio en XX.

La norma peruana establece un límite de deriva de 7‰. En el caso del edificio, las derivas máximas fueron de 3‰ y 3 ‰ para la dirección XX y YY respectivamente, con lo cual, se verifica que no hay irregularidad por torsión.

Como apreciamos en la tabla 4.6 y 4.7 el edificio NO presenta irregularidad torsional, ya que se debe cumplir las dos condiciones de irregularidad torsional. Sin embargo, existe irregularidad por esquinas entrantes. Al considerar las dimensiones de los huecos en el encofrado del techo 2° piso, se observa que la dimensión en X del hueco más ancho es 2.95 m, y la longitud vertical

de la suma de ambos huecos del borde derecho es 6.70 m; es decir, cumple que ambos valores son mayores al 20% de la longitud total en dirección X y Y del edificio.

Así mismo, en la Tabla 4.7.A, se muestra la ubicación del centro de masa y del centro de rigidez de cada nivel del edificio. Se puede observar lo alejado que está el centro de masa y centro de rigidez, el cual, produce un brazo de palanca y una gran torsión en planta.

Piso	Diafragma	X CM	Y CM	X CR	Y CR
PISO1	D1	5.87	15.05	8.70	16.44
PISO2	D2	5.78	14.92	9.64	16.56
PISO3	D3	5.79	15.40	10.10	16.35
PISO4	D4	5.78	14.96	10.37	16.10
AZOTEA	D5	5.50	15.27	10.54	15.92

Tabla 4.7.A Centro de masa y centro de rigidez de cada nivel.

4.3.3 Cortante de diseño.

La fuerza cortante basal calculada en el análisis dinámico no podrá ser menor que el 80% del cortante calculada en el cortante estático si se trata de una estructura regular; sin embargo, en el análisis realizado se comprueba que el edificio tiene una irregularidad por esquinas entrantes, por lo tanto, se debe escalar el cortante obtenido en el análisis dinámico para que sea por lo menos mayor al 90% del cortante estático. (Ver tabla 4.8).

El edificio cuenta en su gran mayoría con muros estructurales, por lo que el sistema estructural es de muros, y corresponde un factor de reducción $R=6$, sin embargo, dado que es irregular por esquinas entrantes, se debe multiplicar el factor R por $3/4$ por lo que se considera un $R=4.5$ para ambas direcciones de análisis.

Según la norma E.030 del RNE, los resultados del análisis dinámico se deben escalar en función de la fuerza cortante basal correspondiente al análisis estático. La tabla 4.8 muestra los valores de la cortante basal estática para cada dirección. El valor de "C" (factor de amplificación sísmica) se consideró 2.5, ya que el periodo fundamental de la estructura en ambas direcciones es menor al periodo T_p (periodo fundamental del perfil del suelo).

DIRECCION X		DIRECCION Y	
Z	0.4	Z	0.4
U	1	U	1
C	2.5	C	2.5
S	1	S	1
P	1564.18	P	1564.18
R	4.5	R	4.5
Vxx est.	348 Ton	Vyy est.	348 Ton

Tabla 4.8 Cálculo de la cortante estática.

En la tabla 4.9 se indica el factor de escala, el cual es utilizado para escalar las fuerzas internas en los elementos estructurales.

CALCULO DEL FACTOR DE ESCALA			
Vx din	257.00	Vy din.	193.91
Vx est.	347.60	Vy est.	347.60
Vx din/ Vx est	0.74	Vy din/ Vy est	0.56

Tabla 4.9 Cálculo del factor de escala.

Cociente min.	0.9	Cociente min.	0.9
Factor (fx)	1.22	Factor (fy)	1.61

4.4 FUERZAS INTERNAS

A modo de ejemplo se muestra los diagramas de momentos flectores y diagrama de fuerza cortante de la elevación 2 (ver figura 4.2 y 4.3) y de la elevación A (ver figura 4.4 y 4.5).

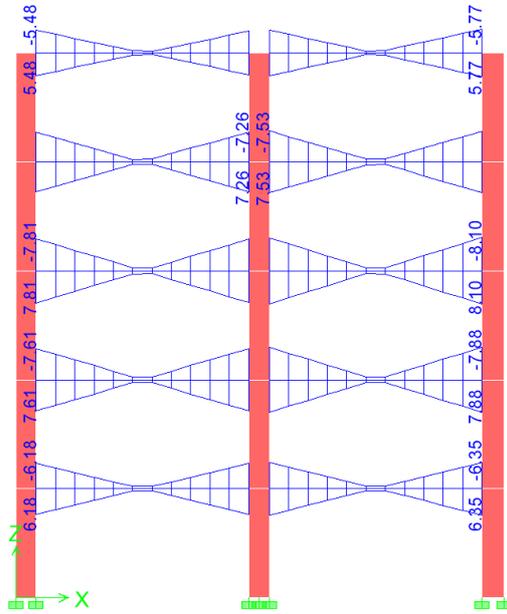


Figura 4.2. Diagrama de momento flector del pórtico eje 2 para sismo en la dirección XX.

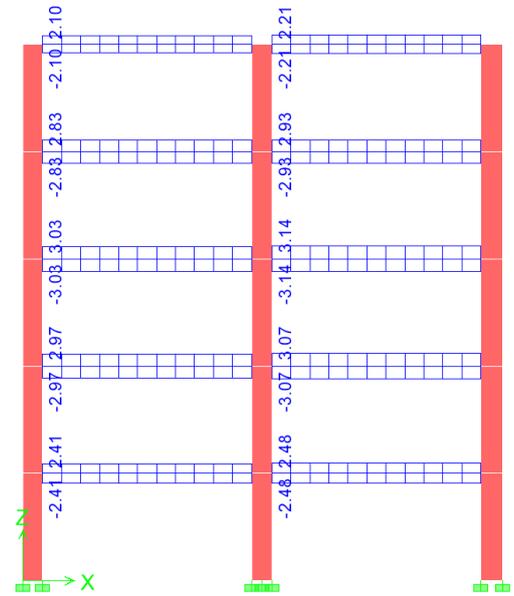


Figura 4.3. Diagrama de fuerza cortante del pórtico eje 2 para sismo en la dirección XX.

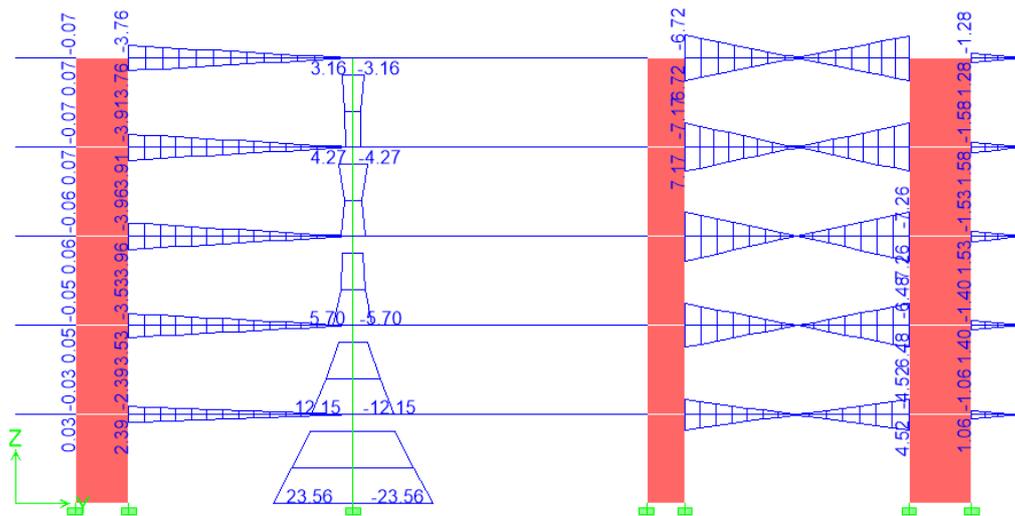


Figura 4.4. Diagrama de momentos del eje A para sismo en la dirección YY.

La figura 4.4 muestra (desde el extremo izquierdo) la placa PL-10 (en el eje 2), seguidamente la columna C-03, placa PL-04, y en el extremo derecho (antes del eje 9) la placa PL-01. Cabe señalar que la columna C-01 no se muestra, ya que no está alineada con el eje en análisis.

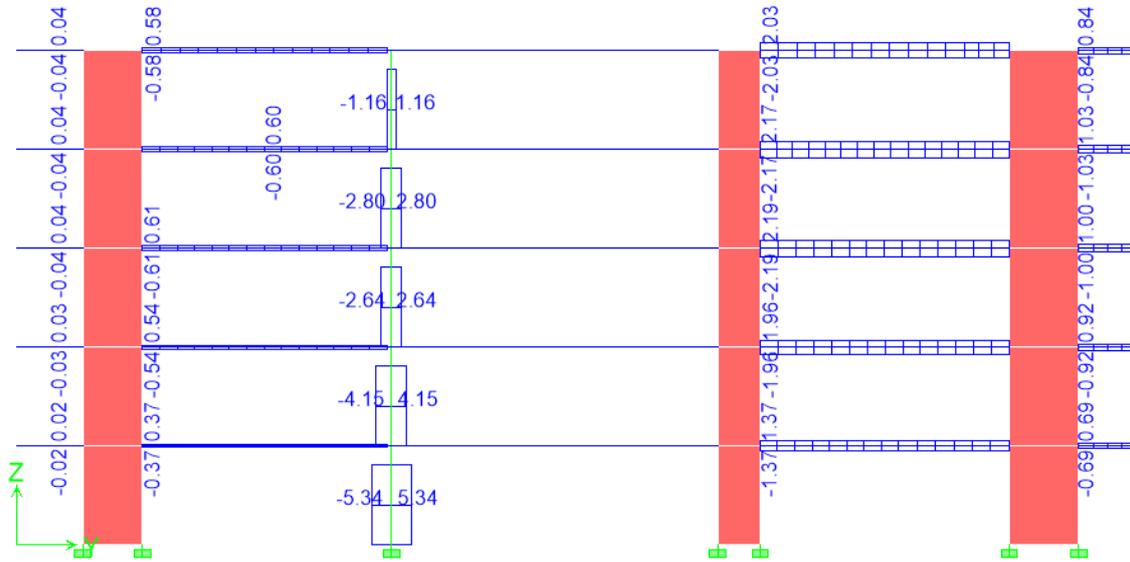


Figura 4.5. Diagrama de Cortante de la elevación A para sismo en dirección YY.

4.5 JUNTA DE SEPARACIÓN SÍSMICA Y ESTABILIDAD DEL EDIFICIO

Según la norma E.030 toda estructura debe estar separada una distancia determinada de la estructura vecina para evitar que haya contacto durante un movimiento sísmico.

Esta distancia mínima no será menor que los 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes ni menor que:

- $s = 3 + 0.004 \times (h - 500)$ cm
- $s \geq 3$ cm

Donde ($h = 1325$ cm) es la altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar.

El desplazamiento máximo del edificio es de 3.50 cm y 3.55 cm para las direcciones XX e YY respectivamente.

Por lo tanto, de acuerdo a la primera expresión $S = 3 + 0.004 \times (h - 500)$, se obtiene $S \geq 6.30$ cm.

Finalmente se calcula la separación del límite de propiedad con las siguientes expresiones:

- $S/2 = 3.15$ cm
- $2/3 \times \Delta 1 = 2.40$ cm, donde $\Delta 1 = 3.55$ cm

De lo cual consideramos como separación del límite de propiedad $SL1 = 3.15$ cm

CAPÍTULO 5. FUNDAMENTOS DE DISEÑO EN CONCRETO ARMADO

Para el diseño de concreto armado se utiliza el Diseño por Resistencia. El método consiste en que las secciones que han de ser diseñadas deben tener una resistencia de diseño (ϕM_n) mayor o igual a la resistencia requerida (M_u).

Resistencia de diseño.- Es la resistencia nominal de una sección la cual se ve afectada por unos factores de reducción por resistencia.

Resistencia requerida: Es la resistencia obtenida por la combinación de cargas amplificadas.

Nominalmente se expresa de manera siguiente:

Por flexión $\phi M_n \geq M_u$
 Para cortante $\phi V_n \geq V_u$
 Para axial $\phi P_n \geq P_u$

Los factores de amplificación de carga y las combinaciones son las siguientes:

$$U = 1.4C_M + 1.7C_V$$

$$U = 1.25 (C_M + C_V) \pm S$$

$$U = 0.9C_M \pm S$$

Los Factores de reducción de resistencia se muestran en la tabla 5.1.

Solicitaciones	Factor de Reducción (ϕ)
Flexión	0.90
Cortante	0.85
Flexocompresión y Compresión con Estribos	0.70
Aplastamiento	0.70

Tabla 5.1 Tabla de Factores de Reducción de resistencia

Verificación de condiciones de servicio: Dado que el diseño por resistencia no garantiza necesariamente un correcto comportamiento ante cargas de servicio, por ende, el estado que más interesa es la deflexión excesiva y la fisuración en exceso.

Las deflexiones deben ser calculadas y evitar exceder los límites que la Norma E.060 señala. Cabe señalar que no solo debe ser controlado los problemas por apariencia, sino también por los daños que pueden causar los elementos no estructurales.

Con respecto a la fisuración se debe controlar el ancho de las grietas y evitar que estas excedan de ciertos límites, los cuales están definidos en la norma de modo tal que garantice un comportamiento adecuado de la sección, asegurando durabilidad y una estética.

Diseño para un comportamiento dúctil: Es también conocido Diseño por Capacidad, el cual busca prevenir que una sección falle por corte. Un ejemplo de falla no deseada es la falla por corte, debido a que es una falla frágil. En ese sentido, se busca que cualquier sección de viga o columna falle primero por flexión (falla dúctil) antes que por una falla por corte.

5.1 DISEÑO POR FLEXIÓN

5.1.1 Hipótesis de Diseño

Las condiciones de equilibrio, compatibilidad y relaciones constitutivas son las que se deben cumplir, las cuales son las siguientes:

Hipótesis de Navier: Las secciones planas permanecen planas antes y después de la aplicación de cargas.

Adherencia entre el acero y el concreto; es decir, no se presenta deslizamiento entre ellos. La resistencia a tracción del concreto es despreciable.

A partir de las deformaciones (relaciones constitutivas), los esfuerzos en el concreto y el acero se pueden calcular:

El diagrama constitutivo del acero se puede asumir elastoplástico.

La deformación última del concreto -en compresión es $\epsilon_c = 0.003$

El bloque de compresiones se puede asumir de forma rectangular.

5.1.2 Bloque de Compresiones

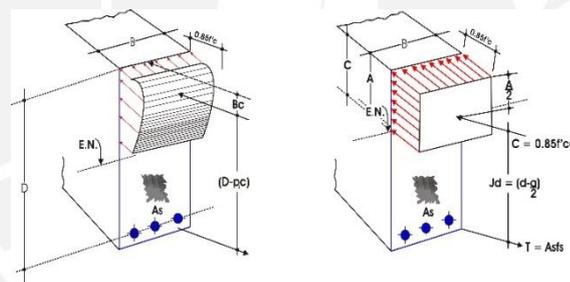


Figura 5.1. Bloque de compresiones

En la figura 5.1 se puede ver que el diagrama de esfuerzos del concreto se puede reemplazar por un bloque de compresiones uniformemente distribuido que tiene un esfuerzo de $0.85f'_c$, el cual inicia desde uno de los bordes de la sección transversal (sometido a compresión) hasta una distancia de $a = \beta_1 * c$; donde c es la distancia al eje neutro desde el borde de la sección (para $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $\beta_1 = 0.85$).

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

$$M_n = A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

5.1.3 Cuantía balanceada, acero máximo y acero mínimo.

En la falla balanceada el concreto alcanza la deformación de agotamiento (ϵ_{cu}) en el mismo instante en que el acero alcanza su deformación de fluencia (ϵ_y). En este instante es que se determina la cuantía balanceada.

La cuantía (ρ), cuantía balanceada (ρ_b) y el acero máximo (A_{smax}) se expresan de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{\epsilon_{cu} \times E_{cu}}{\epsilon_{cu} \times E_{cu} + f_y}$$

Por otro lado, el área mínima de acero debe ser la necesaria para que la sección resista por lo menos 1.2 veces el momento de agrietamiento M_{cr} . La misma que es obtenida de la siguiente manera:

$$M_{cr} = \frac{fr \times I_g}{y_t}$$

$$fr = 2 \times \sqrt{f'c}$$

Deflexiones:

Deflexiones inmediatas: Son las que ocurren inmediatamente después de que se aplican las cargas. Los elementos de concreto de peso normal tienen un módulo de elasticidad de $E = 15000 \cdot \sqrt{f'c}$.

Si el $M_{servicio} \geq M_{cr}$ entonces se usa la inercia de la sección transformada (I_e), caso contrario se usa la inercia de la sección no agrietada (I_g).

El momento de inercia “ I_e ” se expresa, según sea el caso, de la siguiente manera:

Caso de secciones sin acero en compresión:

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2$$

Caso de secciones con acero en compresión:

$$I_e = \frac{bc^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - c)^2 + (2n - 1) \cdot A_s' \cdot (c - d')^2$$

Caso de elementos continuos constante:

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

I_{e1}, I_{e2} : En secciones extremas
 I_{e3} : En la sección central

En el caso de elementos simplemente apoyados el momento de inercia a considerar es el de la sección central.

Para los elementos que están en voladizo el momento de inercia a considerar es el que se encuentra en el apoyo del voladizo.

Deflexiones diferidas: Son las que ocurren debido al creep y la retracción. El creep o flujo plástico es aquella deformación inelástica del concreto bajo cargas sostenidas, adicionalmente a las deformaciones elásticas generadas a partir de los esfuerzos aplicados.

Por otro lado, la retracción es el acortamiento al que se ve sometido el concreto en el proceso de secado y endurecimiento.

La deflexión diferida se expresa de la siguiente manera:

Deflexión diferida = λ (Deflexión inmediata)

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

Los parámetros de la deflexión diferida según la duración de la carga se muestra en la tabla 5.2, y la tabla 5.3 obtenida de la Norma E.060 de concreto armado, indican las deflexiones máximas permisibles.

Duración de la carga	ξ
1 mes	0.7
3 meses	1.0
6 meses	1.2
12 meses	1.4
5 años o más	2.0

Tabla 5.2 Parámetros de deflexión diferida

Las deflexiones máximas permisibles, se muestran en la tabla 5.3.

TIPO DE ELEMENTO	DEFLEXIONES CONSIDERADA	DEFLEXION LIMITE
Techos planos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión instantánea debido a la carga viva	L/180
Pisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión instantánea debido a la carga viva	L/360
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión diferida debida a todas las cargas sostenidas y a la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional	L/480
Pisos o techos que soporten o estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		L/240

Tabla 5.3 Deflexiones máximas

5.2 DISEÑO POR CORTANTE

El diseño de secciones transversales sometidas a fuerza cortante debe estar basado en la ecuación de Diseño por Resistencia siguiente:

$$\phi V_n \geq V_u$$

Donde V_u es la fuerza cortante amplificada en la sección considerada y V_n es la resistencia Nominal al cortante calculado mediante:

$$V_n = V_c + V_s$$

Así mismo, el diagrama de cuerpo libre en la falla por corte es el mostrado en la figura 5.2.

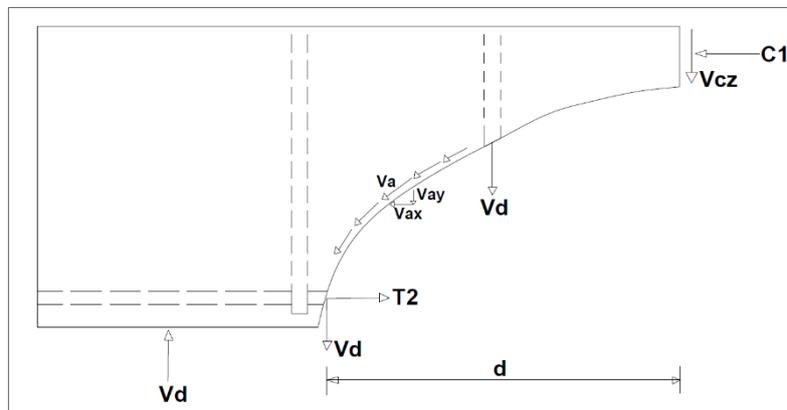


Figura 5.2. Diagrama de cuerpo libre

De acuerdo al diagrama de cuerpo libre que se ve en la figura 5.2 $V_c = V_{cz} + V_{ay} + V_d$, donde:

V_{cz} : Fuerza cortante que toma el concreto comprimido

V_{ay} : Fuerza cortante que se obtiene por la trabazón entre agregados

V_d : Fuerza cortante que toma el acero longitudinal

Según la norma peruana E.060, las siguientes ecuaciones se pueden usar para hallar el valor de V_c :

Cuando hay flexión: Vigas

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

Cuando hay también compresión axial: Columnas

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times \left(1 + \frac{N_u}{140 \times A_g}\right) \times b_w \times d$$

La contribución del acero de refuerzo en la resistencia al cortante se calcula a "d" de la cara del apoyo, según la siguiente expresión:

Donde

A_v : área de los estribos y S la separación de estribos

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S}$$

5.3 DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN

Diagrama de interacción: Es el lugar geométrico de las infinitas combinaciones del momento y carga nominales M_n y P_n respectivamente que originan la falla de una sección:

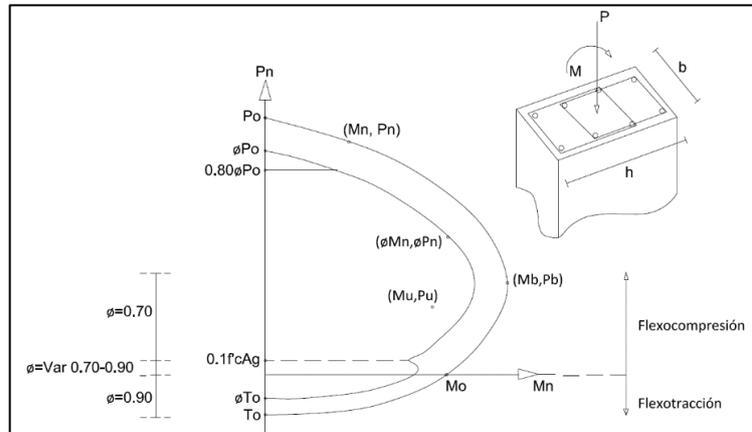


Figura 5.3. Diagrama de interacción.

Para el diseño por flexocompresión, se debe construir el diagrama de interacción de la sección afectada por el factor de reducción ϕ . Así mismo, la resistencia por carga axial se debe limitar a un valor de $0.8 \phi * P_o$.

En la figura 5.3 se muestra el diagrama de diseño, el cual está representado por los puntos $(\phi M_n, \phi P_n)$.

Si $P_u \leq 0.1 f'c A_g$, entonces se usa el diseño en flexión simple.

5.3.1 Procedimiento de diseño

El diseño consiste en determinar una sección de una columna o placa con una cuantía de acero y crear el diagrama de interacción de diseño correspondiente.

Luego, se debe obtener los puntos M_u y P_u , los cuales son el resultado de hacer todas las combinaciones de carga, y lograr que estos puntos se encuentren sobre o dentro del diagrama de interacción de diseño. Caso contrario, se aumenta la cuantía de acero en la sección hasta que los puntos M_u y P_u se encuentren dentro del diagrama.

5.3.2 Detalles del Refuerzo

La figura 5.4 muestra los recubrimientos convencionales para los diferentes elementos estructurales.

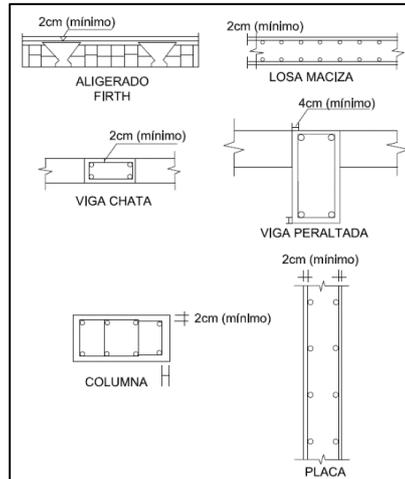


Figura 5.4. Recubrimientos convencionales

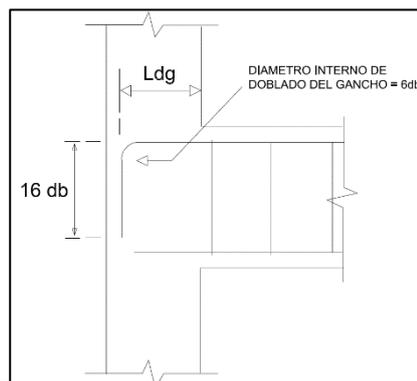
La tabla 5.4 muestra, de acuerdo al diámetro de la barra, las diferentes longitudes de anclaje:

Anclajes de hierro						
$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$						
Barra	db (cm)	Ab (cm ²)	Ld (cm)	L'd (cm)	Ldc (cm)	Ldg (cm)
8 mm	0.80	0.50	28	37	19	18
3/8 "	0.95	0.71	34	44	22	21
1/2 "	1.27	1.29	45	58	29	28
5/8 "	1.59	2.00	56	73	37	35
3/4 "	1.91	2.84	67	88	44	42
1 "	2.54	5.10	112	145	59	56

Tabla 5.4 Anclajes de barra.

- Ld: Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Inferiores
- L'd: Longitudes de Anclaje en Tracción en Barras Superiores
- Ldc: Longitudes de Anclaje en Compresión
- Ldg: Anclaje con Gancho Estándar

La figura 5.5 muestra el detalle del Gancho estándar:



Empalmes: Con respecto a los empalmes de refuerzo, estos deben estar presentes en zonas donde los esfuerzos sean bajos, teniendo en cuenta los diagramas de momentos de los elementos.

De acuerdo a la norma E.060 la longitud de empalme a considerar es $l_e = 1.3 l_d$ (l_d : longitud de desarrollo en tracción, el mismo que no se debe empalmar más del 50% del área total del refuerzo en una misma sección).

En la figura 5.6 se muestra la configuración de empalme en vigas, columnas y placas:

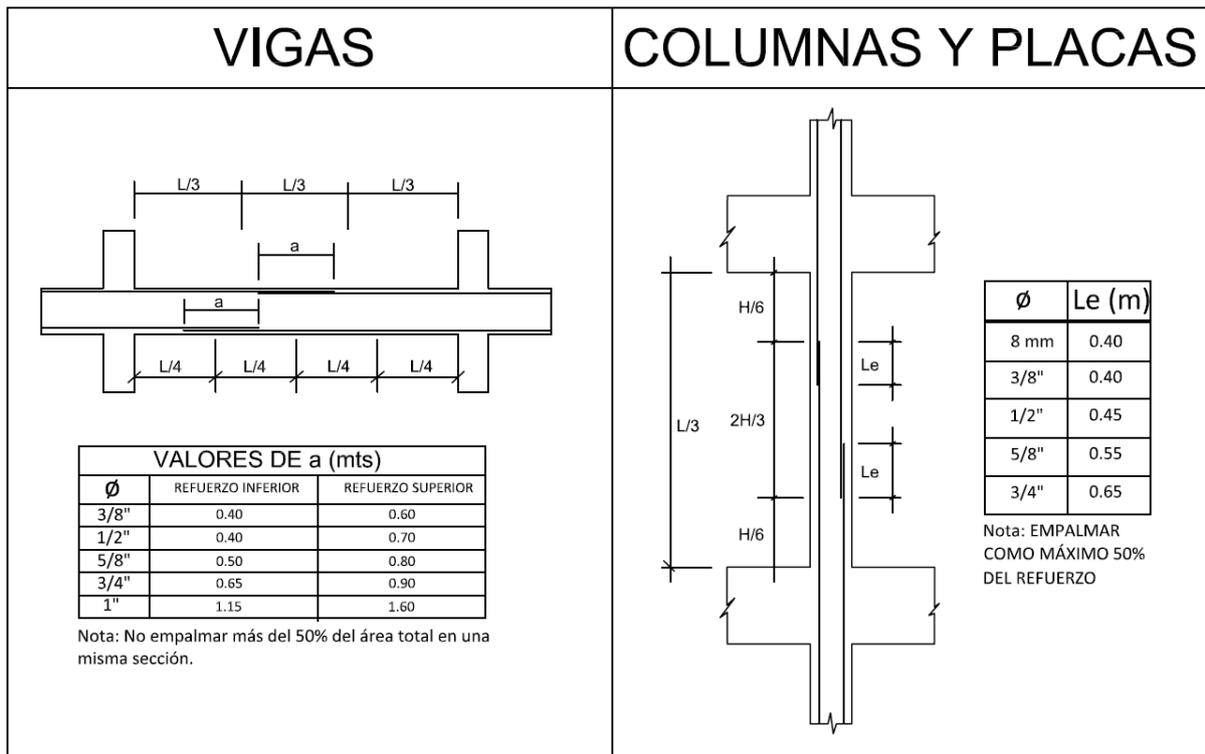


Figura 5.6. Configuración de empalme en vigas, columnas y placas.

Fuente: Del libro *Estructuración y Diseño de edificaciones de Concreto Armado* (Antonio Blanco Blasco)

Corte de fierro: De acuerdo a la Norma E.060 en el artículo 12.10.5 se indica que el corte de fierro para la zona de tracción debe satisfacer alguno de los siguientes requisitos:
 V_u en el punto terminal no debe exceder los $2/3$ de ϕV_n .
 Para barras de $\phi 1\ 3/8''$ y menores, en las que el refuerzo que continúa suministra el doble del área requerida por la flexión en el punto terminal y V_u no excede $3/4$ de ϕV_n .

La figura 5.7 muestra el corte teórico de fierro en una viga.

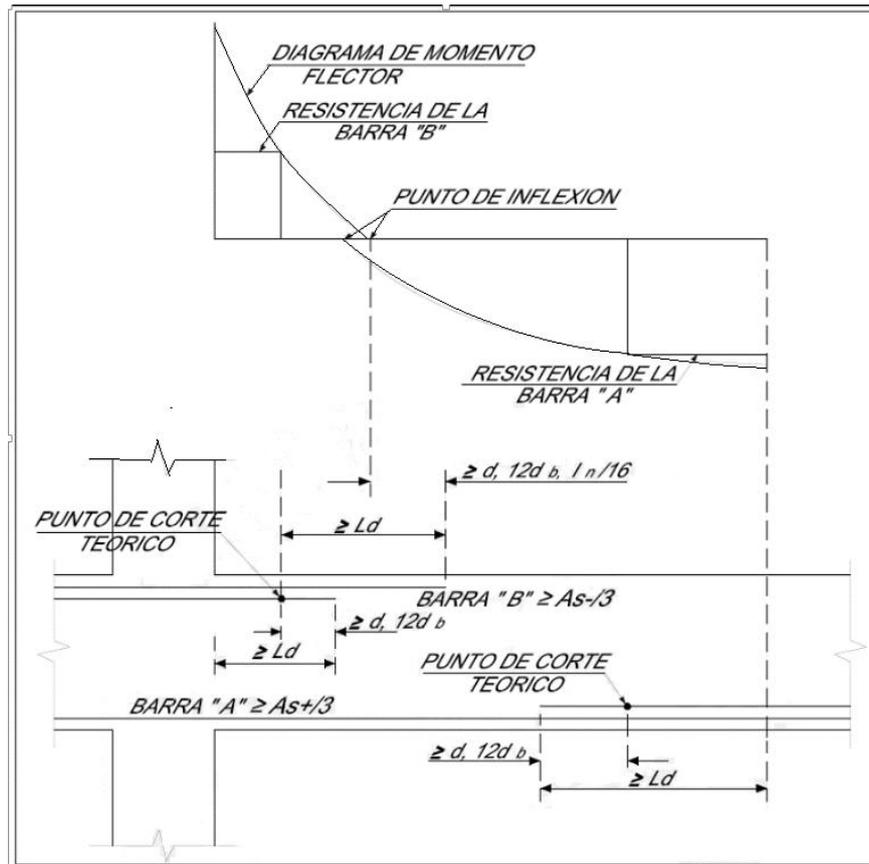


Figura 5.7. Corte Teórico de fierro en una viga.

Espaciamientos mínimos y máximos de barras

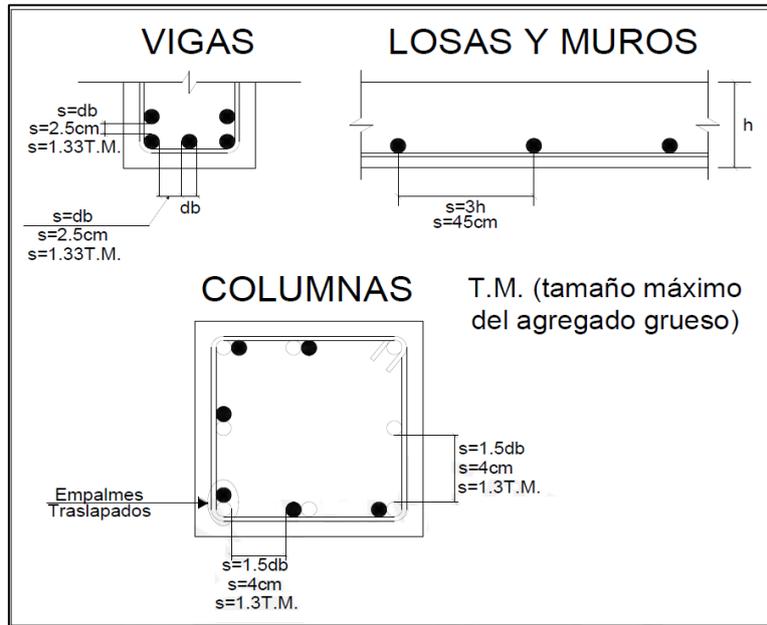


Figura 5.8. Espaciamientos mínimos y máximos de barras.

Detalle del estribo



Figura 5.9. Detalle de estribo.

CAPITULO 6: DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

6.1 DISEÑO DE LOSAS

6.1.1 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO DE LOSAS

Aparte de los criterios generales de diseño, se debe tener en cuenta las siguientes consideraciones para el diseño de losas.

Para el caso de las losas macizas, el refuerzo mínimo por contracción y temperatura posee una cuantía de 0.0018, así mismo, el refuerzo se distribuirá en un espaciamiento no mayor que tres veces el espesor de la losa o máximo por 40 cm.

En la tabla 6.1 se muestra el acero mínimo que se requiere para una vigueta típica tipo Firth para un aligerado con un peralte de 20 cm y un ancho tributario de 50 cm.

A modo de ejemplo se ha calculado el acero positivo y negativo, como si fuese un aligerado convencional; sin embargo, el acero positivo no se necesita calcular, pues se trata de una viga pretensada.

Cabe señalar que en losas macizas y aligerados, dado que no se puede colocar estribos que tomen los esfuerzos por corte, entonces se diseñan para que toda la fuerza cortante sea resistida por el concreto; es decir, que la resistencia por cortante del acero sea nula.

En el caso de los aligerados la resistencia por cortante del concreto se multiplica por un factor de 1.1; es decir, se expresa de la siguiente manera: $V_c = 1.1 * 0.53 * (f'_c)^{0.5} * b_w * d$.

6.1.2 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

Se realizará como ejemplo el diseño del aligerado ubicado entre los ejes 4 y 5.

En la tabla 6.1 se presenta los parámetros de diseño de la losa aligerada Firth.

DATOS	
Ln	6.0 m
Espesor	0.2 m
Ancho tributario	0.5 m
Peso	280 kg/m ²
Piso terminado	100 kg/m ²
Carga viva piso típico	200 kg/m ²
Carga viva azotea	100 kg/m ²
F'c	210 kg/m ²
Peso de tabique (kg/m)	648 kg/m
Peso tabique puntual (kg)	324 kg
As min (cm ²)	0.48

Tabla 6.1 Datos de diseño – Aligerado tipo Firth

Se muestra en la figura 6.1 el modelo estructural considerando la carga muerta, carga viva y peso de tabiques.

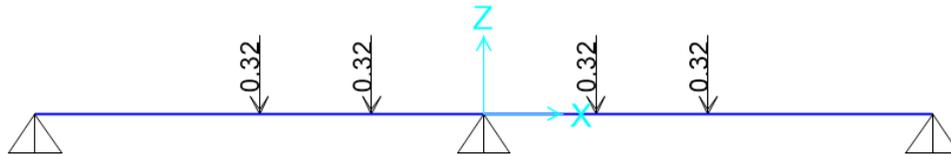


Figura 6.1. Modelo estructural vigueta Firth.

Se realiza el análisis estructural considerando $C_m = 190 \text{ kg/m}$, $C_v = 100 \text{ kg/m}$ y $P. \text{ Tabique} = 320 \text{ kg}$. La figura 6.2 muestra el diagrama de momento flector último (M_u).

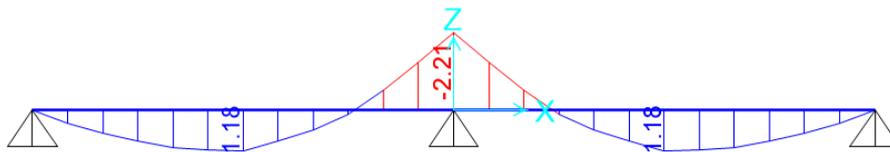


Figura 6.2. Diagrama de momento flector (M_u) - vigueta Firth eje 4-5

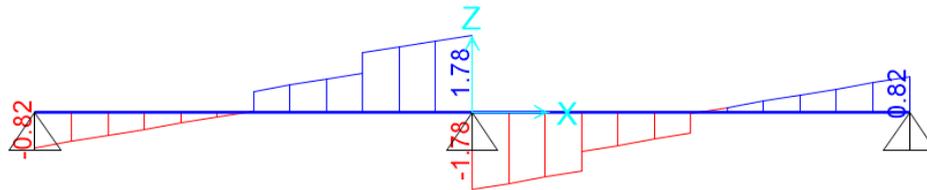


Figura 6.3. Diagrama de fuerza cortante (V_u)- vigueta Firth eje 4-5

Con los esfuerzos obtenidos luego de realizar el análisis estructural, procedemos a seleccionar el tipo de vigueta adecuado según la tabla 6.2.

Tabla de momentos admisibles de las viguetas Firth (espaciamiento 0.5 m)						
Altura (cm)	Peso propio	Momentos admisibles ϕM_n (ton-m)				
		V101	V102	V103	V104	V105
17	245	0.760	1.030	1.290	1.585	1.965
20	280	0.940	1.280	1.595	1.965	2.435
25	335	1.250	1.660	2.100	2.595	3.230
30	400	1.560	2.020	2.610	3.230	4.020

Tabla 6.2 Diagrama de cortantes vigueta Firth

Según la tabla 6.2, se selecciona las viguetas tipo V102.

Para el cálculo del acero negativo, se procede a calcular el acero necesario de la siguiente manera:

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \times |Mu|}{\phi 0.85 \times f'c' \times b}}$$

$$As = \frac{|Mu|}{\phi \times fy \times (d - \frac{a}{2})}$$

Cálculo del acero negativo					
(-) Mu (ton-m)	bw (cm)	d (cm)	a cm)	As (cm2)	As Colocado (cm2)
2.21	11	18	6.3	3.94	4

2 Φ 5/8"

Tabla 6.3 Cálculo de acero negativo

Para el diseño por corte, se calcula la resistencia a corte del concreto

$$\phi Vc = 0.85 \times 0.53 \times \overline{f'c} \times d \times bw \times 1.1$$

De esto se obtiene $\phi Vc = 1.51 \text{ ton}$

Del análisis estructural obtenemos un cortante de $Vu = 1.69 \text{ ton}$ (a d de la cara del apoyo)

Por lo tanto $\phi Vc < Vu$ y es necesario realizar ensanches.

Realizando el ensanche alterno con $b = 25 \text{ cm}$, obtenemos que $\phi Vc = 3.14 \text{ ton} > Vu = 1.69$

El corte de acero negativo colocado se realiza según la regla práctica mostrada en la figura 6.4.

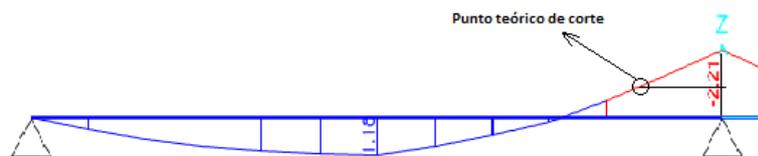


Figura 6.4. Corte de fierro.

6.1.3 EJEMPLO DE DISEÑO DE LOSA MACIZA

Consideraciones para el diseño de la losa maciza entre el eje 8 y eje 9 del encofrado de techo del tercer piso.

Se toma una franja de 1m de ancho, $H = 0.20 \text{ m}$ de peralte y $d = 17 \text{ cm}$.

El refuerzo de acero dentro de la losa maciza se colocará en dos capas.

La cuantía mínima de acero para la sección es: $A_{mín} = 0.0018 \times b \times h = 3.60 \text{ cm}^2/\text{m}$

Como método práctico, la cuantía mínima se divide en $0.0012 (b) \times (h)$ en la capa inferior y $0.0006 (b) \times (h)$ en la capa superior para los negativos.

6.2 DISEÑO DE VIGAS PERALTADAS.

Consideraciones para el diseño.

Para calcular el acero mínimo en secciones rectangulares, se usa la siguiente expresión:
 $0.7 \cdot (f'c)^{0.5} \cdot b \cdot w \cdot d / f_y$

Con respecto al momento nominal "Mn", sea positivo o negativo, en cualquier sección de la viga se debe cumplir que sea mayor o igual a la cuarta parte del momento nominal máximo "Mn max" que se pueda tener en cualquier sección de la viga.

Cuando el sistema de muros es estructural, entonces se debe cumplir que el Mn+ en cada uno de los extremos debe ser por lo menos igual a la tercera parte del Mn- en ese extremo; así mismo, en el caso de sistema de pórticos el Mn+ de ser la mitad, a fin de cubrir el posible caso de inversión de momentos.

Disposiciones especiales de la norma E.060 para vigas sismorresistentes:

- La resistencia especificada del concreto $f'c$ no debe ser menor a 210 kg/cm².
- La calidad del acero de refuerzo no debe exceder del grado 60 (4200 kg/cm²).
- La relación del ancho y peralte de las vigas no debe ser menor a 0.3.
- El ancho de las vigas no debe ser menor a 25 cm.
- No se debe hacer empalmes a una distancia "d" o menor de la cara de los nudos.
- La fuerza cortante Vu de los elementos sometidos a flexión deberá determinarse a partir de las fuerzas cortantes relacionadas al desarrollo de las resistencias nominales en flexión Mn en los extremos de la luz libre de la viga; y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes.

El refuerzo transversal está constituido por estribos cerrados con gancho estándar a 135° y con un diámetro mínimo de 3/8".

Diseño por capacidad en Vigas:

Este método busca prevenir la falla por cortante de la viga, antes que la falla por flexión; es decir, evitar la falla frágil antes que la falla dúctil. Para ello, se sigue el siguiente procedimiento:

El cortante último se obtiene de la suma del cortante isostático y el cortante hiperestático, el cual es producido por la suma de momentos nominales entre la longitud libre de la viga (Ver figura 6.5).

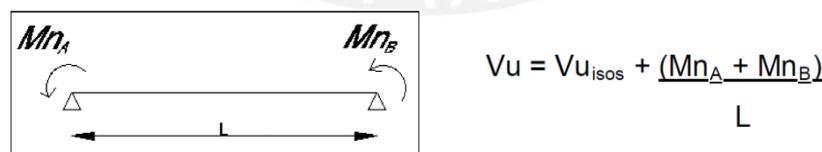


Figura 6.5. Diseño por capacidad

Distribución mínima de estribos cerrados:

Colocar los estribos desde los dos extremos de la viga. El primero a 5 cm, en la zona de confinamiento equivalente a dos veces el peralte de la viga a un espaciamiento S_o , el cual no debe exceder de la cuarta parte del peralte efectivo, u 8 veces el diámetro de la barra longitudinal o máximo 30 cm; por otro lado, fuera de la zona de confinamiento, el espaciamiento no debe exceder de la mitad del peralte efectivo de la viga.

6.2.1 EJEMPLO DE DISEÑO DE VIGAS.

A modo de ejemplo se procederá a realizar el diseño de dos vigas, una que resista principalmente cargas de gravedad y otra donde las solicitaciones sísmicas sean las más importantes.

Para el caso en que las cargas de gravedad son las más importantes, se procederá a realizar el diseño de la viga VT-11 (25x60) ubicada en el eje B (figura 6.6).

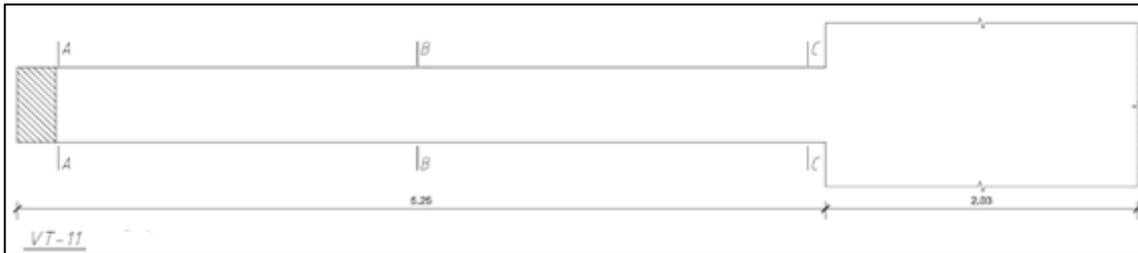


Figura 6.6 Esquema de la viga típica 11 (25x60).

A continuación se muestra las envolventes de momentos y fuerzas cortantes para la VT-11. (Fig. 6.7 y 6.8)

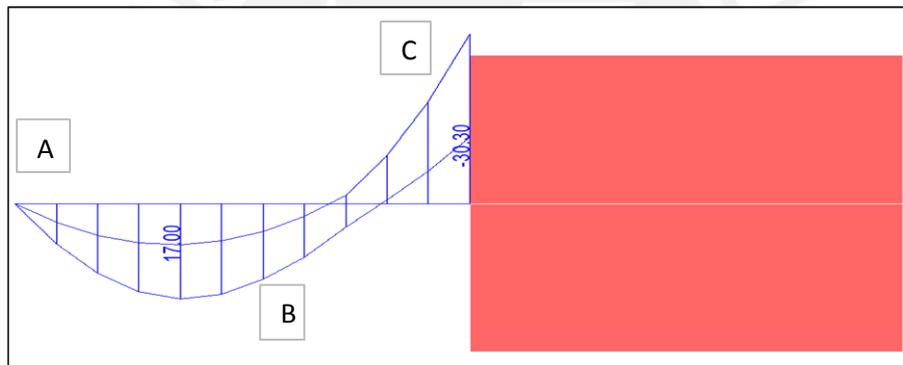


Figura 6.7 Envolvente de momentos flectores de la viga 11 (ton-m).

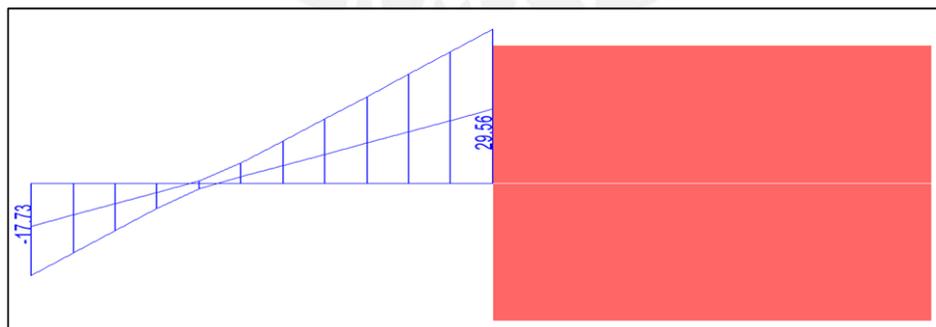


Figura 6.8 Envolvente de fuerza cortante viga 11 (ton).

En la tabla 6.4, se muestra el resumen del diseño por flexión.

DISEÑO POR FLEXIÓN						
M_u (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	A_s (cm ²)	A_s colocado (cm ²)	ϕM_n (ton-m)

(A): 0.0	25.0 cm	52.0 cm	-	-	10.2	18.6
(B): 17.0	25.0 cm	52.0 cm	8.9	9.5	10.2	18.3
(C): 30.3	25.0 cm	52.0 cm	17.4	18.5	18.1	29.7

Tabla 6.4 Tabla resumen del diseño por flexión.

Se muestra a

6.5, que muestra el resumen del diseño por corte.

continuación la tabla

DISEÑO POR CORTE								
A d de la cara					Espaciamiento no debe exceder a:			
Vu	ϕVc	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
13.66 ton	8.49 ton	6.09 ton	1.42 cm ²	50.96 cm	13.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
25.50 ton	8.49 ton	20.02 ton	1.42 cm ²	15.49 cm	13.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
DISTRIBUCION: 1@5, 10@10, Rto @ 20 c/ext.								

Tabla 6.5 Tabla resumen del diseño por corte.

Para el caso del diseño de la viga con solicitaciones sísmicas importantes, se mostrará el diseño de la viga típica 2 (VT-2) ubicada en el eje 8 (fig. 6.9).

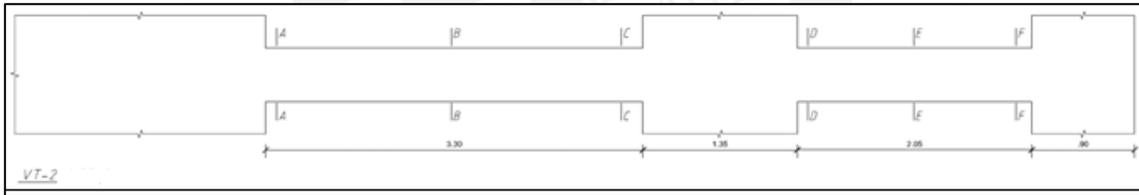


Figura 6.9 Esquema de la viga típica VT-02 (25x60).

Envolturas de momento flector y fuerza cortante de la VT-2 (25x60). Ver fig. (6.10 y 6.11)

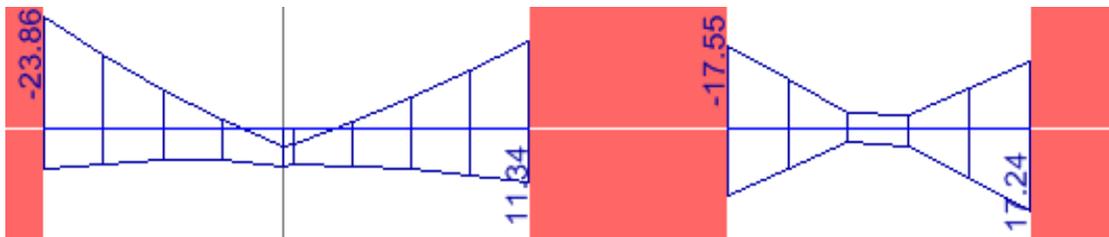


Figura 6.10 Envoltura de momento flector (ton-m) VT-2.

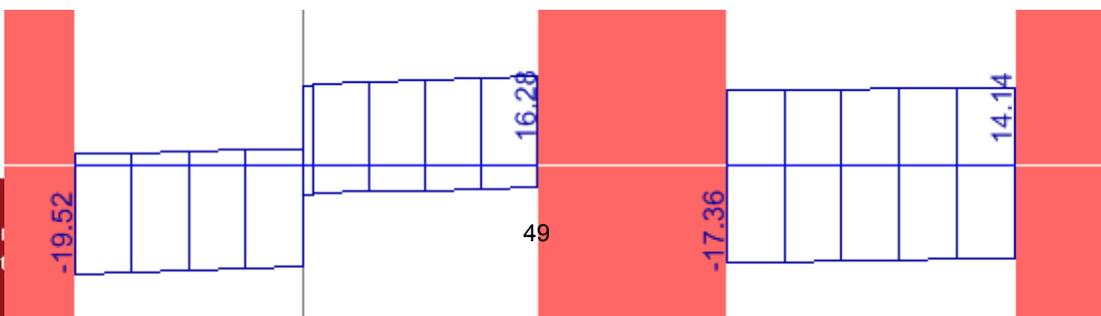


Figura 6.11 Envolvente de fuerza cortante (ton) VT-2

En la tabla 6.6, se muestra el resumen del diseño por flexión.

	DISEÑO POR FLEXIÓN						
	<i>Mu (ton-m)</i>	<i>b (cm)</i>	<i>d (cm)</i>	<i>a (cm)</i>	<i>As (cm2)</i>	<i>As colocado (cm2)</i>	ϕM_n (ton-m)
ESFUERZO A	23.86	25.0 cm	52.0 cm	13.1	13.1	15.3	26.3
ESFUERZO B	7.94	25.0 cm	52.0 cm	4.7	4.0	10.2	19.3
ESFUERZO C	11.34	25.0 cm	52.0 cm	5.	5.7	10.2	18.9
ESFUERZO D	17.55	25.0 cm	52.0 cm	9.2	9.2	10.2	18.3
ESFUERZO E	3.50	25.0 cm	52.0 cm	1.7	1.7	10.2	19.7
ESFUERZO F	17.24	25.0 cm	52.0 cm	9.0	9.0	10.2	18.3

Tabla 6.6 Tabla resumen del diseño por flexión.

Debido a que la viga tiene una longitud corta y actúan sobre ella grandes esfuerzos debido a las fuerzas sísmicas, se procede a realizar un diseño de cortante por capacidad, empleando para eso la resistencia suministrada en el diseño por flexión.

TRAMO 1	TRAMO 2		
Mn (2)	29.2 ton-m	Mn (2)	20.3 ton-m
Mn (3)	21.0 ton-m	Mn (3)	20.3 ton-m
Ln	3.3 m	Ln	2.1 m
$V_u = 1.25 (W_m + W_v) / L_n$	8.9 ton	$V_u = 1.25 (W_m + W_v) / L_n$	1.8 ton
Vu capacidad	24.1 ton	Vu capacidad	21.6 ton

Tabla 6.7 Cálculo de la cortante última por capacidad.

En donde $V_u = (M_n (2) + M_n (3)) / L_n + 1.25 (W_m + W_v) / L_n$

En la tabla 6.8 se muestra el resumen del diseño por corte.

Vu	ϕV_c	Vs	Av	S	d/4	10 db	24 de	30 cm
24.09 ton	8.49 ton	18.36 ton	1.42 cm ²	16.89 cm	13.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
24.09 ton	8.49 ton	18.36 ton	1.42 cm ²	16.89 cm	13.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
21.61 ton	8.49 ton	18.36 ton	1.42 cm ²	20.08 cm	13.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
21.61 ton	8.49 ton	18.36 ton	1.42 cm ²	20.08 cm	13.00 cm	20.00 cm	17.04 cm	30.00 cm
DISTRIBUCION: 1 @5, 10 @10, Rto @ 20 c/ext.								

Tabla 6.8 Resumen de diseño por cortante.

A continuación, se muestra el armado final de la Viga VT-11 y VT-02. Ver Figura 6.12 y 6.13.

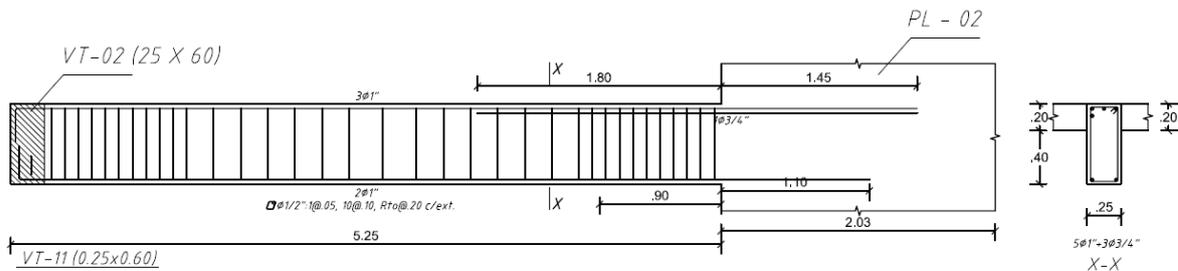


Figura 6.12 Diseño final Viga VT-11

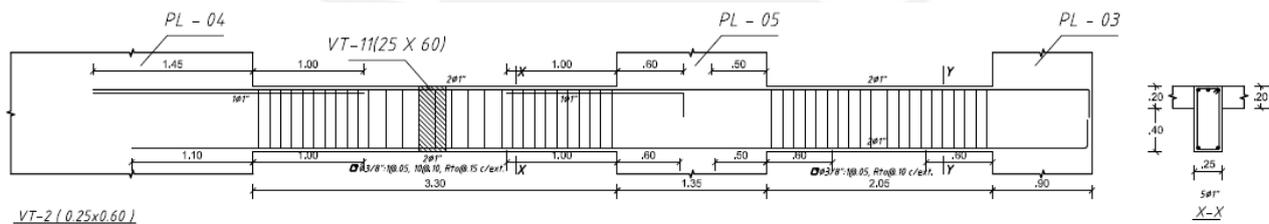


Figura 6.13 Diseño final Viga VT-02

6.3 DISEÑO DE COLUMNAS

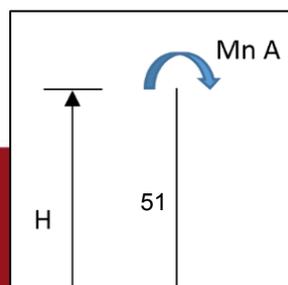
Consideraciones adicionales para el diseño de las columnas.

- La resistencia a compresión mínima del concreto será de 210 kg/cm².
- El esfuerzo máximo de fluencia del acero de refuerzo será de 4200 kg/cm².
- El ancho mínimo de la columna será de 25 cm.
- Las cuantías mínima y máxima en columnas son 1% y 6% respectivamente.

Diseño por capacidad de columnas.

Lo que se busca con el método de diseño por capacidad es evitar que la columna falle por corte y para eso se desea que haya una falla dúctil, es decir una falla por flexión.

Para conseguir esto se calcula primeramente los momentos nominales M_n de la columna y luego se los amplifica por un factor igual a 1.25, con lo cual se obtiene el momento probable $M_{pr} = 1.25 M_n$, finalmente se procede a calcular la separación de los estribos con el nuevo valor de la cortante $V_{pr} = 2M_{pr}/H$. (Figura. 6.14)



Distribución de estribos: Según la norma E.060 se debe proporcionar espaciamiento So por unidad de longitud L_o medida desde la cara del nudo.

Figura 6.14 Esquema para el diseño por capacidad de columnas

So no debe ser menor a:

- 8 veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 100 mm.
- Lo no debe ser menor a:
1/6 de la luz libre de la columna.
La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
500 mm.

6.3.1 Ejemplo de diseño de columna

Como ejemplo se procede a diseñar la columna C1 (.25x.58) a nivel del primer piso.

Diseño por corte.

Se utiliza la cuantía mínima en el diseño de la columna, ya que no recibe tanta fuerza cortante debido a que es asumida por los muros de corte en la estructura.

$\rho_{min} = 1\%$, Área de la columna = $25 \times 58 = 1450 \text{ cm}^2$ As req. = 14.38 cm^2
Entonces se coloca $8 \text{ } \varnothing 5/8 = 16 \text{ cm}^2$

CARGAS DE SERVICIO (TON)					
CARGAS	P	V2	V3	M2	M3
VIVA	13.21	0.18	0.05	0.044	0.177
MUERTA	65.99	1.41	0.4	0.358	1.303
SISMO XX	7.89	1.36	0.06	0.272	3.33

Tabla 6.9 Cargas de servicio de la columna C-1

Para corte en XX

$b_w = 25 \text{ cm}$, $d = 0.9 \times 0.58 = 52 \text{ cm}$, $A_g = 25 \times 58 = 1450 \text{ cm}^2$
 $V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times (1 + \text{Nu}/(140 \times A_g)) \times b_w \times d$

COMBINACIONES	Pu (ton)	Mu (ton-m)	Vu (ton)
1.4CM+1.7CV	111.90	-1.56	2.3
1.25(CM+CV)+CS	103.14	1.32	3.3
1.25(CM+CV)-CS	90.28	-4.10	0.6

0.9CM+CS	65.33	1.71	2.6
0.9CM-CS	52.47	-2.71	-0.1

Tabla 6.10 Combinaciones de fuerzas de C-1

COMBINACIONES	Pu (ton)	Vu	Vc	Vs	S (cm)
1.25(CM+CV)+CS	103.1	3.3	15.1	-11.2	-27.9
1.25(CM+CV)-CS	90.3	0.6	14.5	-13.7	-22.7
0.9CM+CS	65.3	2.6	13.2	-10.2	-30.7
0.9CM-CS	52.5	-0.1	12.6	-12.7	-24.5

Diseño por Cort

e

$$H = 2.65 \text{ m}$$

$$S = (A_v \times f_y \times d) / V_s$$

$$A_v = 1.42 \text{ cm}^2$$

Siguiendo la distribución que nos sugiere la norma, se decide usar 2 estribos 3/8": 1@5, 7@10, resto @25

Tabla 6.11 Diseño por corte de la columna C-1

Diseño por flexo compresión.

Para Sismo en XX.

COMBINACIONES SISMO EN X			
	P (ton)	M22 (ton-m)	M33 (ton-m)
1.4CM+1.7CV	114.84	0.49	-1.80
1.25(CM+CV)+CS	106.89	0.71	1.72
1.25(CM+CV)-CS	91.11	0.17	-4.94
0.9CM+CS	67.28	0.59	2.16
0.9CM-CS	51.50	0.05	-3.32

Tabla 6.12 Combinaciones para sismo en X-X

Obtenemos el diagrama de interacción de la columna C1.

Se puede observar que las combinaciones (ver figura 6.15) se encuentran alejados de la resistencia suministrada ϕM_n (línea azul), ya que la columna tiene un valor de fuerza cortante y momento flector mucho menor respecto a los esfuerzos que afectan a los muros de corte.

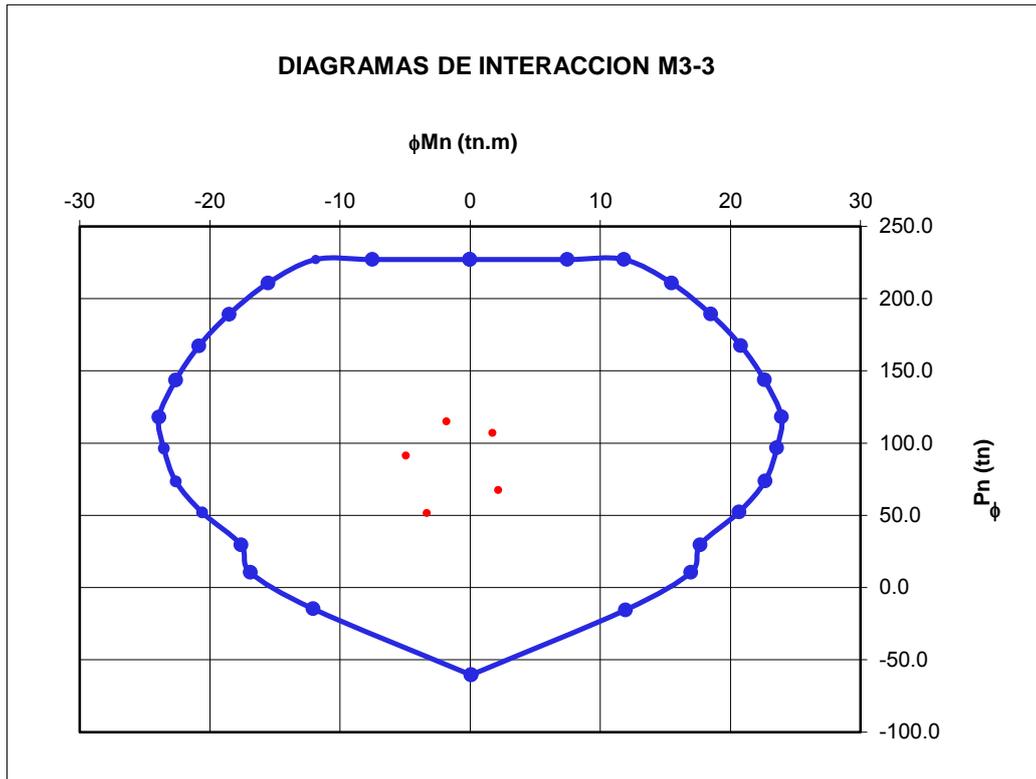


Figura 6.15 Diagrama de interacción de la columna C-1

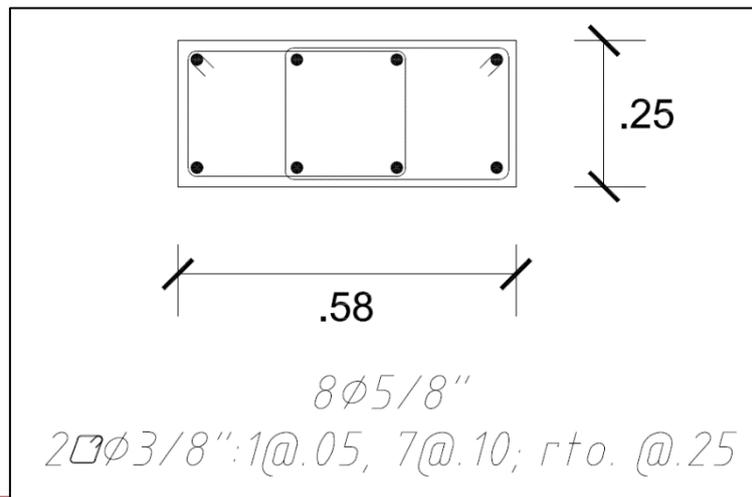


Figura 6.16 Diseño final de la columna C-1

6.4 DISEÑO DE MUROS DE CORTE.

Consideraciones para el diseño de muros de corte.

El espesor mínimo de un muro de corte es de 10 cm.

Si $V_u > \Phi V_c$ se debe colocar refuerzo horizontal por corte, como mínimo se considera una cuantía, tanto horizontal como vertical, igual a 0.0025.

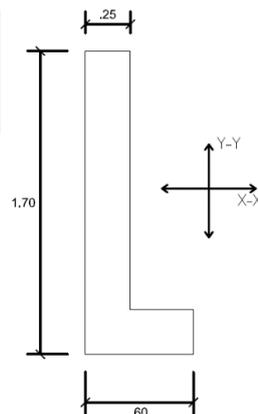
Si $V_u < 0.5\Phi V_c$ se consideran cuantías mínimas horizontal y vertical de 0.0020 y 0.0015 respectivamente.

Para garantizar que primero se produzca una falla por flexión antes que por corte se debe cumplir que la cortante de diseño sea:

$$V_u \text{ diseño} = V_u \text{ análisis} * M_n / M_u$$

6.4.1 Ejemplo de diseño de placa.

Como ejemplo se realizará el diseño de la placa PL-10 a nivel del primer piso (Figura 6.17). Las cargas y combinaciones están indicadas en las tablas 6.13 a 6.16.



PL-10
1ER.AL3ER .PISO

Figura 6.17 Esquema de la placa PL-10 en el primer piso

Cargas de servicio.

Sismo XX

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
VIVA	20.00	-0.92	0.22	0.537	0.064

MUERTA	84.00	-4.45	0.89	2.131	-1.382
SISMO XX	10.5	9.72	9.72	15.16	47.222

Tabla 6.13 Cargas de servicio para sismo X-X.

Sismo YY

CARGA	P (ton)	V2 (ton)	V3 (ton)	M2 (ton-m)	M3 (ton-m)
VIVA	19.52	-0.92	0.22	0.537	0.064
MUERTA	83.59	-4.45	0.89	2.131	-1.382
SISMO YY	14.22	23.63	8.42	27.589	118.039

Combinaciones de carga Sismo en XX. Tabla 6.14 Cargas de servicio para sismo Y-Y.

COMBINACIONES SISMO EN X			
	P (Ton)	M22 (Ton-m)	M33 (Ton-m)
1.4CM+1.7CV	150.21	3.90	14.33
1.25(CM+CV)+CS	139.39	-11.83	60.00
1.25(CM+CV)-CS	118.39	18.50	-34.44
0.9CM+CS	85.73	-13.24	56.37
0.9CM-CS	64.73	17.08	-47.16

Tabla 6.15 Combinaciones Sismo en X

Sismo en YY

COMBINACIONES SISMO EN Y			
	P (Ton)	M22 (Ton-m)	M33 (Ton-m)
1.4CM+1.7CV	150.21	3.90	14.33
1.25(CM+CV)+CS	143.11	-24.25	130.82
1.25(CM+CV)-CS	114.67	30.92	-105.26
0.9CM+CS	89.45	-25.67	127.18
0.9CM-CS	61.01	29.51	-108.90

Tabla 6.16 Combinaciones Sismo en Y

Acero en los núcleos extremos.

Para dirección XX

Fuerza actuante en cada uno de los núcleos extremos F

$$F = \text{Momento máximo de las combinaciones} / \text{Longitud de la placa} = 18.50 \text{ ton-m} / 0.6 \text{ m}$$

$$F = 30.83 \text{ ton}$$

$$A_s = \mu_u / \phi \cdot f_y \cdot d = 6.56 \text{ cm}^2$$

Para dirección YY

Fuerza actuante en cada uno de los núcleos extremos F

$$F = \text{Momento máximo de las combinaciones} / \text{Longitud de la placa} = 130.82 \text{ ton-m} / 1.7 \text{ m}$$

$$F = 76.95 \text{ ton}$$

$$A_s = \mu_u / \phi \cdot f_y \cdot d = 28.40 \text{ cm}^2 \text{ (Acero elegido para iniciar con el cálculo)}$$

Diseño por cortante:

Dirección XX

$b = 25 \text{ cm.}$ $L = 60 \text{ cm.}$ $d = 0.85L = 51 \text{ cm.}$

Cortante en el concreto.

$$\phi V_c = 0.85 \times \alpha_c \times (f'c)^{0.5} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times 210^{0.5} \times 25 \times 51 = 8320 \text{ kg}$$

$$V_u = 9760 \text{ kg} > \phi V_c$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 1690 \text{ kg.}$$

$$S = (A_h \times d \times f_y) / V_s = 180 \text{ cm}$$

Dado que $V_u > \phi V_c / 2$ Consideramos la cuantía mínima.

$$A_{smin} = 0.0025 \times 25 \times 100 / 2 = 3.125 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 3/8" @ 25 \text{ cm} / \text{cara}$$

Para el cálculo de acero vertical consideramos una cuantía mínima de $p_v = 0.0025$

Por lo tanto tenemos $3.125 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad \phi 3/8" @ 25 \text{ cm} / \text{cara}$

Dirección YY

$b = 25 \text{ cm.}$ $L = 160 \text{ cm.}$ $d = 0.85L = 136 \text{ cm.}$

Cortante en el concreto.

$$\phi V_c = 0.85 \times \alpha_c \times (f'c)^{0.5} \times b \times d = 0.85 \times 0.53 \times 210^{0.5} \times 25 \times 136 = 22200 \text{ kg}$$

$$V_u = V_u \times M_n / M_u = 50000 \text{ kg} > \phi V_c$$

$$V_s = V_u / \phi - V_c = 32700 \text{ kg.}$$

$$S = (A_h \times d \times f_y) / V_s = 24.70 \text{ cm}$$

Dado que $V_u > \phi V_c / 2$ consideramos la cuantía mínima.

$$A_{smin} = 0.0025 \times 25 \times 100 / 2 = 3.125 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \phi 3/8" @ 25 \text{ cm} / \text{cara}$$

Para el cálculo de acero vertical consideramos una cuantía mínima de $p_v = 0.0025$

Por lo tanto tenemos $3.125 \text{ cm}^2/\text{m.} \quad \phi 3/8" @ 25 \text{ cm} / \text{cara}$

Diseño por flexocompresión: (Ver diagrama de interacción en figura 6.18, 6.19 y acero en figura 6.20)

Dirección XX

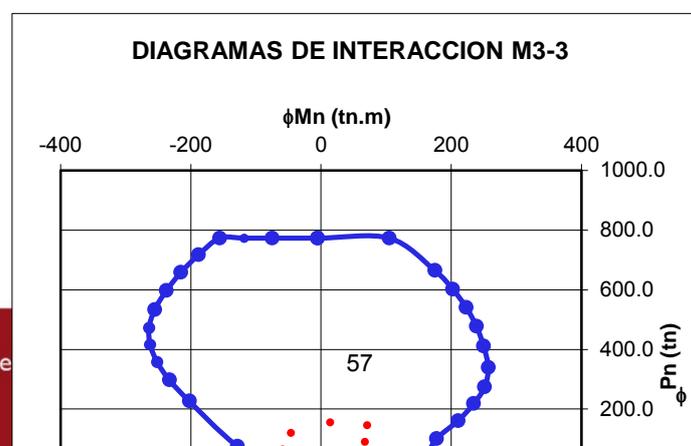


Figura 6.18 Diagrama de interacción de la placa PL-10

Dirección YY

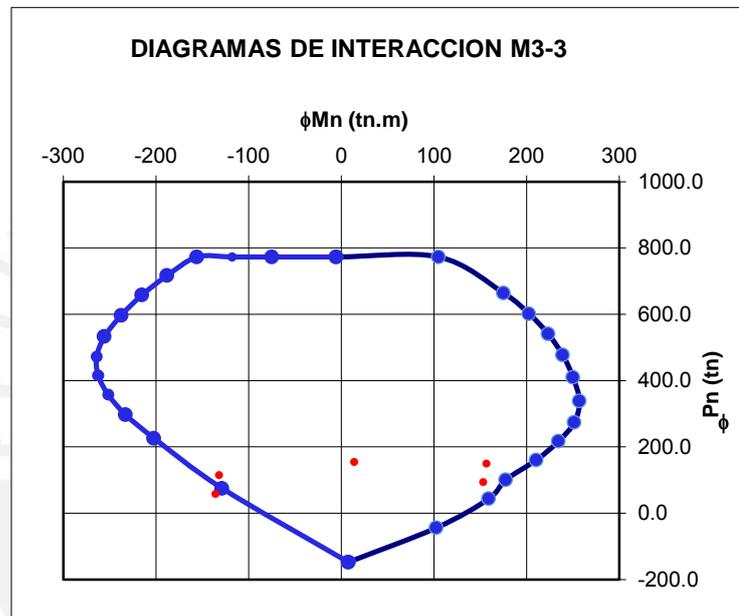


Figura 6.19 Diagrama de interacción de la placa PL-10

Se usa el acero mínimo ($\emptyset 3/8'' @ 0.25$ / cara).

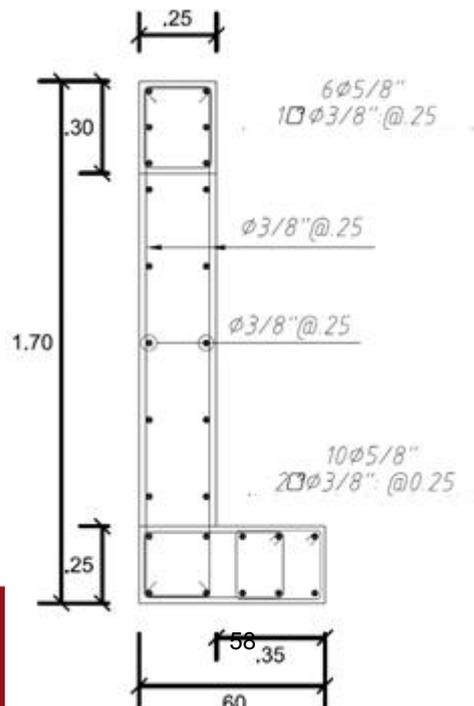


Figura 6.20 Placa PL10 en el primer piso con refuerzo.

6.5 DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

La cimentación forma parte de la estructura que tiene como función transmitir las cargas de la estructura sobre el terreno, de modo tal que no exceda su capacidad admisible y previendo posibles asentamientos considerables.

En el Edificio Multifamiliar del presente trabajo, se considera tres tipos de cimentaciones: zapatas aisladas, zapatas combinadas y zapatas conectadas.

Con respecto a las zapatas del límite de propiedad se usan vigas de cimentación para tomar el momento flector generado por la excentricidad. Estas vigas se conectan a las zapatas intermedias y, así, aprovechan la carga axial a manera de contrapeso.

Dada la cercanía entre sí de las placas laterales del edificio, es ventajoso unir sus cimentaciones para configurar una zapata combinada en lindero. Asimismo, debido a la longitud de las placas, se han conectado hasta dos vigas de cimentación a la zapata por cada elemento.

6.5.1. Consideraciones para el diseño.

Se considera una capacidad admisible del terreno de 40 ton/m².

Las zapatas aisladas y excéntricas se dimensionan con volados iguales.

Con las dimensiones asumidas, se verifica que no se exceda la capacidad admisible del terreno, a través de un análisis con cargas de gravedad (en servicio) y otro con cargas de sismo en servicio.

Las presiones ejercidas sobre el terreno se verifican con las siguientes formulas:

$$\sigma_{act} = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y c}{I_{yy}} = \frac{P}{BL} + \frac{6M_y}{BL^2}$$

De presentarse tracciones sobre el suelo, el cálculo de la presión ejercida por la zapata sobre el terreno se realizara según las siguientes fórmulas:

Distribución Triangular:

$$\sigma_t = \frac{2P}{3\left(\frac{L}{2} - e\right)B}$$

Distribución Rectangular:

$$\sigma_t = \frac{P}{2\left(\frac{L}{2} - e\right)B}$$

Las cargas últimas se determinan aplicando las combinaciones de diseño presentadas en la Tabla 6.17:

COMBO 1	1.4 CM + 1.7 CV
COMBO 2	1.25 (CM+CV) + CS
COMBO 3	1.25 (CM+CV) - CS
COMBO 4	0.9 CM + CS
COMBO 5	0.9 CM - CS

Tabla 6.17 Combinaciones de diseño principal

Debido a la magnitud de las cargas axiales por gravedad, el diseño es regido por la primera combinación “COMBO 1” en algunos casos, y en otros por la combinación 2 o 3 según sea el caso. Por motivos prácticos, se suele amplificar la capacidad admisible efectiva por un factor promedio entre 1.50 y 1.53 en el primer caso, en el caso que se escoja la combinación con sismo el factor de amplificación es 1.25 y así obtener directamente el esfuerzo último de diseño.

El diseño por corte solo considera el aporte del concreto V_c , ya que las zapatas no tienen estribos.

El peralte de las zapatas no es menor que 60 cm; así, aseguramos la longitud de anclaje del refuerzo de los elementos verticales y que el concreto resista las fuerzas de corte y punzonamiento.

6.5.2. Ejemplo de diseño de zapata aislada.

A modo de ejemplo se diseñó la zapata “11”, la cual cuenta con las cargas en servicio indicadas en la tabla 6.18

CARGAS DE GRAVEDAD			
PD (ton)	158.96	PL (ton)	38.91
MDX (ton-m)	1.80	MDY (ton - m)	0.73
MLX (ton - m)	1.74	MLY (ton - m)	0.20
CARGAS DE SISMO (ton)			
PSX (ton)	2.89	M33 (ton - m)	201.78
PSY (ton)	3.01	M22 (ton - m)	-3.90

Tabla 6.18 Cargas de gravedad y cargas de sismo – zapata- placa 11

Se considera volados iguales de manera que el acero repartido especificado sea igual en ambas direcciones.

A través de iteraciones, se toma una dimensión para el volado y se calcula el esfuerzo actuante para cargas de gravedad y para cargas de sismo en servicio - en los extremos hasta aproximar el esfuerzo actuante a la capacidad admisible efectiva.

$$\sigma_{adm} = 40 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{adm\text{sismo}} = 52 \text{ ton/m}^2$$

En la tabla 6.19 se muestran los esfuerzos que actúan sobre el terreno, calculados para las dimensiones L_x y L_y :

CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ_{max} (ton/m ²)	σ_{min} (ton/m ²)
------	---------	-------------	-------------	--------------------------------------	--------------------------------------

1) cargas de gravedad	197.87	3.54	0.93	25.11	23.21
2) cargas de gravedad + sismo X	195.56	-18.13	-20.74	12.52	35.24
3) cargas de gravedad - sismo X	200.18	25.21	22.60	37.70	11.18
4) cargas de gravedad + sismo Y	195.46	186.64	6.37	56.51	-8.78
5) cargas de gravedad - sismo Y	200.28	-179.56	-4.51	-6.29	55.20

Tabla 6.19 Esfuerzos máximo y mínimo de la zapata sobre el terreno

Notamos que para el caso en los que se incluye las fuerzas de sismo sobrepasa la capacidad admisible de 52 ton/m² y además existe tracción (ver sombreado amarillo).

Dado que existen tracciones, se realizará una redistribución de momentos mediante distribución rectangular de esfuerzos (Meyerhoff).

Se muestra en la figura 6.21 la expresión de la distribución triangular; sin embargo, la que se usara será la redistribución de rectangular de Meyerhoff (fig. 6.22) para simplificar cálculos.

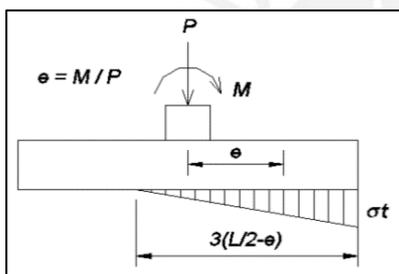


Figura 6.21 Distribución triangular

Mediante el uso de la expresión general, se tienen las excentricidad $e_x=0.03$ m y $e_y=0.95$ m en el caso que el esfuerzo sea 56.51 tn/m².

- $\sigma = 56.51$ ton/m²
- $\sigma = -8.78$ ton/m²
- $L_x = 1.80$ m
- $L_y = 4.55$ m

Distribución rectangular.

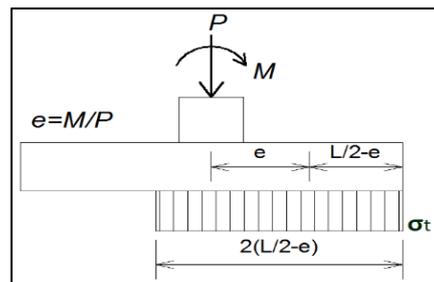


Figura 6.22 Distribución rectangular

Para la dirección x-x
 $\sigma_x = 24.76 \text{ ton/m}^2$
 $L_x = 1.80 \text{ m}$
 $L_y = 4.55 \text{ m}$

Para la dirección y-y
 $\sigma_y = 41.13 \text{ ton/m}^2$
 $L_x = 1.80 \text{ m}$
 $L_y = 4.55 \text{ m}$

Notamos que utilizando la distribución rectangular, obtenemos resultados más conservadores, por lo tanto, consideramos $L_x = 1.80$ y $L_y = 4.55$ m.

Para calcular el esfuerzo último se amplifica la capacidad admisible efectiva por un factor de 1.25. Por motivos prácticos se diseña tomando una carga repartida uniforme en toda superficie de contacto de la zapata.

Cálculo del esfuerzo último.

$$\sigma_{uy} = 1.25 \times 41.13 = 51.4 \text{ tn/m}^2$$

Verificación por punzonamiento.

Datos:

$$d = 0.50 \text{ m}$$

$$b_o = 9.50 \text{ m}$$

$$A_o = 3.00 \text{ m}^2$$

Cálculos

$$V_u = \sigma_u \times (A - A_o) = 239.37 \text{ ton}$$

$$V_c = 1.06 \times f'_c \wedge 0.5 \times b_o \times d = 729.24 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 620.10 \text{ ton}$$

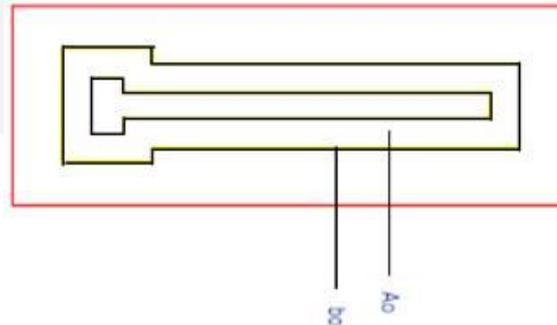


Figura 6.23 Esquema para Verificación por punzonamiento

De donde “d” es el peralte efectivo de la zapata, b_o es el perímetro de la zapata considerando una distancia de $d/2$ de la cara, A_o es el área conformada por el rectángulo a $d/2$ de la cara.

De la verificación tenemos que $\phi V_c > V_u$, por lo tanto cumple con la verificación por punzonamiento.

Verificación por corte.

$$d = h - 10$$

$$V_{ud} = \sigma_u [BL - (B_{columna} + d)(P_{columna} + d)]$$

$$\phi V_c = \phi 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot 2 B_{columna} + P_{columna} + 2d \quad d$$

Para la dirección X

$$V_u = 100.58 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 620.19 \text{ ton}$$

$V_u < \phi V_c$, cumple.

Para la dirección Y

$$V_u = 27.76 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 620.19 \text{ ton}$$

$V_u < \phi V_c$, cumple.

Diseño por flexión.

$$M_u = \frac{x^2}{2} \times \sigma_u \times B$$

Diseño para la dirección X-X

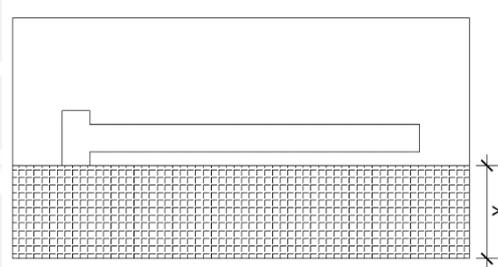


Figura 6.24 Diseño por Flexión x-x

$$X = 0.65 \text{ m}$$

Consideramos $B = 455 \text{ cm}$

$$M_u = 51.4 \times 4.55 \times (x^2)/2 = 10.86 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d - 0.50 d - d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot 1.0}}$$

$$A_s = 5.83 \text{ cm}^2$$

De esto podemos seleccionar 3 varillas 5/8" que tienen un área de 2 cm² c/u. Sin embargo, la cuantía mínima nos solicita un área de acero de 10.80 cm², entonces para 10.80 cm utilizaremos varillas de 5/8 @20cm.

Diseño para la dirección Y-Y

Consideramos $B = 180 \text{ cm}$

Figura 6.25 Diseño por Flexión y-y

$M_u = 16.45 \text{ ton} \cdot \text{m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y d - 0.50 d - d^2 - \frac{2M_u}{\phi 0.85 f'_c \cdot 1.0}}$$

$A_s = 8.89 \text{ cm}^2$

De esto podemos seleccionar varillas de 5/8" que tienen un área de 2 cm² c/u.

Sin embargo, la cuantía mínima nos solicita un área de acero de 10.80 cm²/m, entonces para 10.80 cm² utilizaremos varillas de 5/8 @20cm.

Armado final de la zapata 11. (Ver figura 6.26)

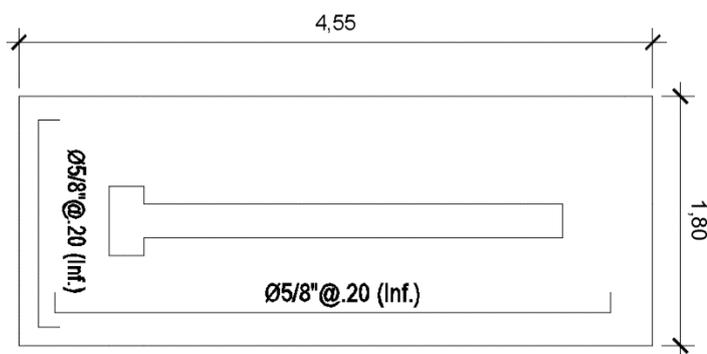


Figura 6.26 Armado Final

6.5.2. Ejemplo de diseño de zapata combinada.

Las zapatas combinadas son aquellas que soportan dos o más elementos verticales.

Generalmente se usan cuando el área de dos zapatas se sobrepone, o cuando existen excentricidades grandes en un elemento vertical que se encuentra en el límite de una propiedad.

Para el diseño de la zapata combinada se sigue un procedimiento similar al ejemplo de la zapata aislada, con la diferencia de que se va a trabajar con cargas aplicadas en diferentes puntos de la zapata en función a la ubicación de cada placa, luego las cargas se desplazarán al centro de gravedad de la zapata combinada.

A manera de ejemplo, se diseñará la zapata que recibe cargas de las placa PL-4, PL-5 y PL-6.

Cargas que actúan en la cimentación. (Tabla 6.20 y 6.21)

PLACA	CARGAS DE GRAVEDAD					
	PD	PL	MDx	MLx	MDy	MLy
PL-04	190.06	27.81	-101.21	-20.89	22.04	6.53
PL-05	43.03	6.59	0.00	0.00	0.00	0.00
PL-06	47.82	5.29	-10.81	-2.20	-0.07	-0.02

Tabla 6.20 Cargas que actúan sobre la cimentación

PLACA	SISMO X-X			SISMO Y-Y		
	PS(+x)	M(+x)	M(+y)	PS(+y)	M(+x)	M(+y)
PL-04	-24.47	861.87	-199.37	-16.08	133.77	276.91
PL-05	-13.54	31.84	-0.04	-9.10	7.77	0.40
PL-06	-7.64	116.45	-0.05	-3.26	19.95	0.28

Tabla 6.21 Cargas en servicio (multiplicadas por 0.8) que actúan sobre la cimentación

Al analizar las fuerzas actuantes, notamos que las placas están a compresión y tracción al mismo tiempo.

Dimensiones preliminares y coordenadas para la zapata combinada a diseñar.

PERALTE DE ZAPATA (m)	0.60	f'c (kg/cm ²)	210
PROFUNDIDAD DE DESPLANTE (m)	0.60	Lx (m)	9.60
AREA DE LA ZAPATA (m ²)	29.32	Ly (m)	3.60
X CENTRO DE GRAVEDAD DE ZAPATA	4.69		
Y CENTRO DE GRAVEDAD DE ZAPATA	2.05		
INERCIA X-X (m ⁴)	24.94		
INERCIA Y-Y (m ⁴)	212.56		
PESO PROPIO DE LA ZAPATA (ton)	42.22		
PESO DEL RELLENO SOBRE LA ZAPATA (ton)	0.00		
TOTAL DE PESO PROPIO + RELLENO (ton)	42.22		

A continuación se muestra en la figura 6.27 un croquis de la zapata combinada a diseñar.

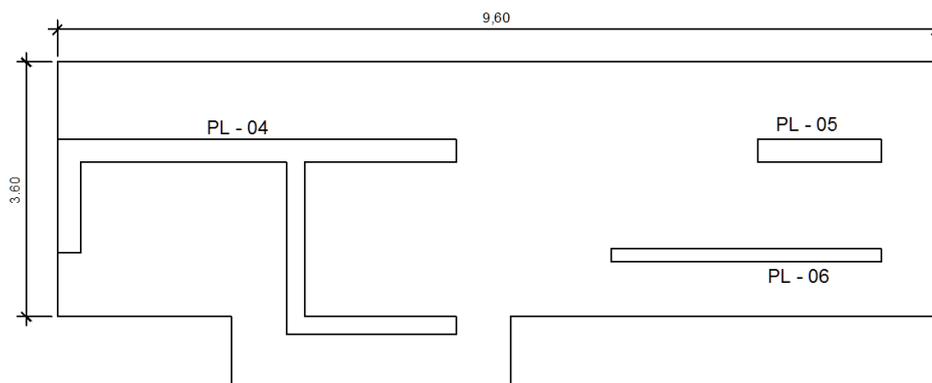


Figura 6.27 Esquema de zapata combinada

Luego se determina el centro de gravedad de cada placa, considerando el origen de coordenadas en el C.G de la zapata.

PLACA	Xcg	Ycg
PL-04	-2.465	-0.011
PL-05	3.639	0.575
PL-06	2.839	-0.575

Posteriormente se desplazan las cargas verticales que soporta cada placa al centro de gravedad de la zapata combinada, lo cual va a generar momentos por el traslado de estas.

CASOS	ELEMENTO	P (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)	Mx-x trasl. (ton.m)	My-y trasl. (ton.m)	Mx-x total (ton.m)	My-y total (ton.m)
A) CARGAS DE GRAVEDAD	PL-04	217.87	-122.10	28.57	-536.94	-2.44	-659.04	26.13
	PL-05	49.62	0.00	0.00	180.59	28.52	180.59	28.52
	PL-06	53.11	-13.01	-0.09	150.80	-30.55	137.79	-30.64
B) CARGAS DE GRAVEDAD + SISMO X-X	PL-04	193.40	739.77	-170.80	-476.63	-2.17	263.14	-172.96
	PL-05	36.08	31.84	-0.04	131.29	20.74	163.13	20.70
	PL-06	45.47	103.44	-0.14	129.11	-26.15	232.55	-26.29
C) CARGAS DE GRAVEDAD - SISMO X-X	PL-04	242.34	-983.97	15.51	-597.25	-2.71	-1581.2	12.80
	PL-05	63.16	-31.84	0.00	229.88	36.31	198.04	36.31
	PL-06	60.75	-129.46	-0.05	172.49	-34.94	43.04	-34.99
D) CARGAS DE GRAVEDAD + SISMO Y-Y	PL-04	201.79	11.67	305.48	-497.31	-2.26	-485.64	303.22
	PL-05	40.52	7.77	0.40	147.48	23.29	155.25	23.69
	PL-06	49.85	6.94	0.19	141.53	-28.67	148.47	-28.48
E) CARGAS DE GRAVEDAD -SISMO Y-Y	PL-04	233.95	-255.87	-248.34	-576.57	-2.62	-832.44	-250.96
	PL-05	58.72	-7.77	-0.40	213.69	33.75	205.92	33.35
	PL-06	56.37	-32.96	-0.37	160.07	-32.43	127.11	-32.80

Se calcula la presión máxima para la zapata combinada, empleando la siguiente fórmula.

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_{xx}X}{I_{yy}} \pm \frac{M_{yy}Y}{I_{xx}}$$

En el siguiente cuadro, se muestra el resumen de resultados del cálculo de esfuerzos según sea el caso de análisis.

Debido a que existe tracción (esfuerzos negativos), procedemos a utilizar el método de Meyerhoff y con ello la redistribución de momentos.

Método de Meyerhoff para hallar los esfuerzos en la dirección X-X y para la dirección Y-Y:

$$\sigma_{max.X-X} = \frac{P}{2\left(\frac{L_x}{2} - \frac{M_{xx}}{P}\right)L_y}$$

$$\sigma_{max.Y-Y} = \frac{P}{2\left(\frac{L_y}{2} - \frac{M_{yy}}{P}\right)L_x}$$

CASOS	R (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)	σ_{max} X-X	σ_{max} Y-Y
A	362.82	-340.66	24.01	13.051	10.899
B	317.16	658.82	-178.56	16.179	13.354
C	408.48	-1340.15	14.11	37.345	12.051
D	334.38	-181.92	298.43	10.912	19.191
E	391.26	-499.41	-250.41	15.422	17.567

Luego calculamos el esfuerzo último de presiones obtenido del método de Meyerhoff y lo multiplicamos por un factor de 1.25, ya que las fuerzas más significativas son debidas al sismo. $\sigma_u = 1.25 \times 37.345 = 46.68 \text{ ton/m}^2$, Se considera la distribución rectangular. (Ver figura 6.22)

Verificación por punzonamiento.

Se considerará las secciones críticas para cada elemento, según la siguiente tabla:

ELEMENTO	bo (m)	Ao (m)
PL-04	19.8	6.435
PL-05	5.2	1.3875
PL-06	8.2	2.2425
TOTAL	33.2	10.07

Peralte efectivo de la zapata: $d = 0.50 \text{ m}$
 $V_u = \sigma_u \times (A - A_o) = 898.85 \text{ kg}$

CASOS	R (ton)	Mx-x (ton.m)	My-y (ton.m)	R/A (ton/m ²)	Mx-xX/ly-y*Lx (ton/m ²)	My-yY/lx-x*Lx (ton/m ²)	σ_{max}	σ_{min}	σ_{adm}
A: Gravedad	362.82	-340.66	24.01	12.375	-7.693	1.733	21.80	2.949	40
B: G+Sxx	317.16	658.82	-178.56	10.817	14.878	-12.88	38.58	-16.948	53.2
C: G-Sxx	408.48	-1340.15	14.11	13.932	-30.263	1.018	45.21	-17.350	53.2
D: G+Syy	334.38	-181.92	298.43	11.405	-4.108	21.539	37.05	-14.243	53.2
E: G-Syy	391.26	-499.41	-250.41	13.345	-11.278	-18.073	42.70	-16.006	53.2

Se considera la siguiente expresión para el cálculo del esfuerzo del concreto:

$$\phi V_c = \phi \times 1.06 \times \sqrt{f'_c} \times b_o \times d = 2167.42$$

De esto tenemos que $V_u < \phi V_c$

Verificación por corte.

Para realizar el análisis por corte en la zapata, procedemos a realizar un modelo de elementos finitos. En la siguiente figura se indica los valores máximos obtenidos para las secciones críticas ubicadas a una distancia “d” de la cara de los apoyos.

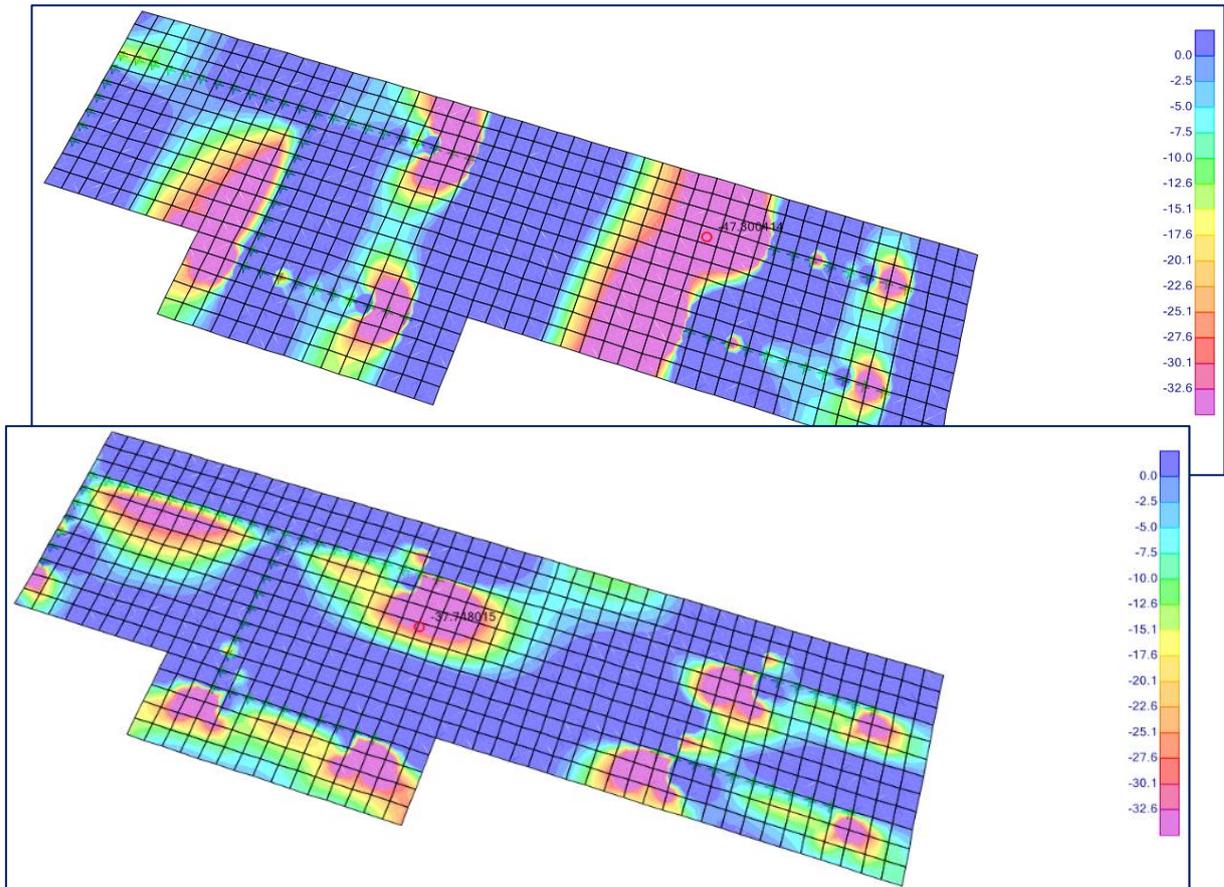


Fig. 6.29 Diagrama de fuerza cortante en la dirección Y (V2-3)

Del análisis realizado a “d” de la cara obtenemos los siguientes valores.

$$V1-3 = 27.2 \text{ ton}$$

$$V2-3 = 28.1 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \overline{f'_c} \times L \times d = 32.64 \text{ ton (para 1 metro de ancho)}$$

Notamos que los valores de V_u son menores que ϕV_c , por lo tanto cumple que el peralte $h=0.60$ es suficiente.

Diseño por flexión.

Utilizando el mismo modelo de elementos finitos, procedemos a obtener los valores de M11 y M22.

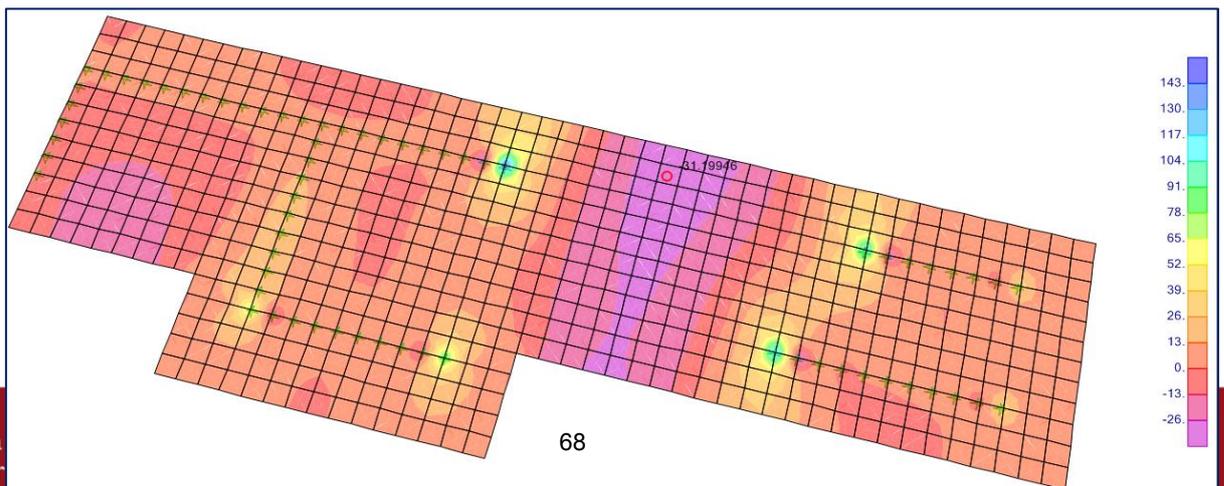


Fig. 6.30 Diagrama de momentos en X-X (M1-1) (ton-m)

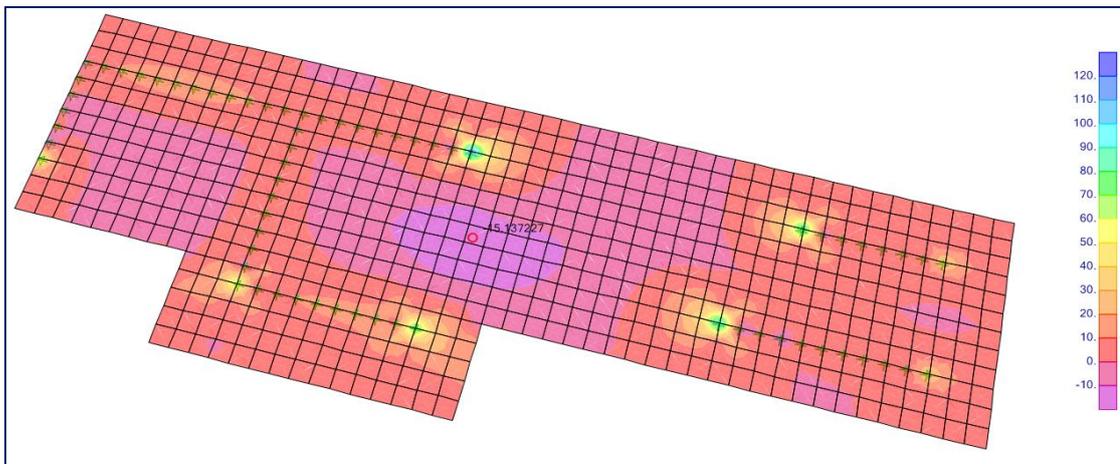


Fig. 6.31 Diagrama de momentos en Y-Y (M2-2) (ton-m)

	DIRECCION X-X		DIRECCION Y-Y	
	As+ (sup.)	As- (inf.)	As+ (sup.)	As- (inf.)
b (cm)	100	100	100	100
h (cm)	60	60	60	60
d (cm)	50	50	50	50
Mu (ton.m)	20	40	15	33
Ku (Mu/bd ²)	8	16	6	13.2
ρ	0.0022	0.0046	0.0018	0.0037
As calcul.= ρ bd(cm ²)	11	23	9	18.5
As min (cm ²)	7.20	10.80	7.20	10.80
REFUERZO	5/8"	3/4"	5/8"	3/4"
Ab (cm ²)	1.98	2.85	1.98	2.85
s calcul.=Ab/As	0.18	0.12	0.22	0.15
s elegido	0.15	0.15	0.2	0.15

Diseño final de la zapata combinada.

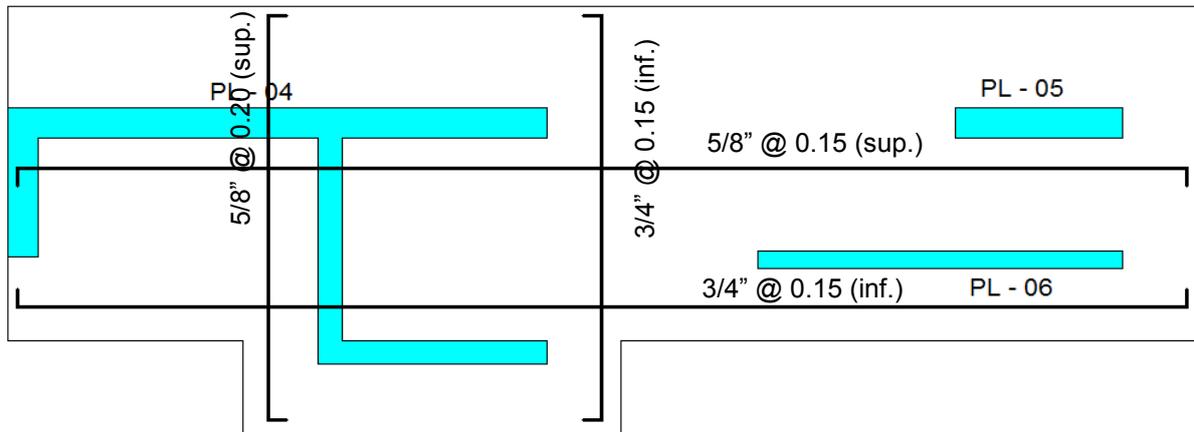


Fig. 6.32 Armado final de zapata combinada

6.5.2. Ejemplo de diseño de zapata conectada.

Las zapatas de la figura 6.33 corresponden a las columnas C-03 y C-02, las cuales están conectadas por una viga de cimentación, cuya función es la de controlar los momentos generados debido a la excentricidad que existe en la zapata de la columna C-03.

Para tal fin, se ha procedido a diseñar por separado tanto la zapata aislada como la combinada, y posteriormente se hizo un análisis de la viga de cimentación que toma la totalidad del momento de excentricidad que se genera en la columna C-03.

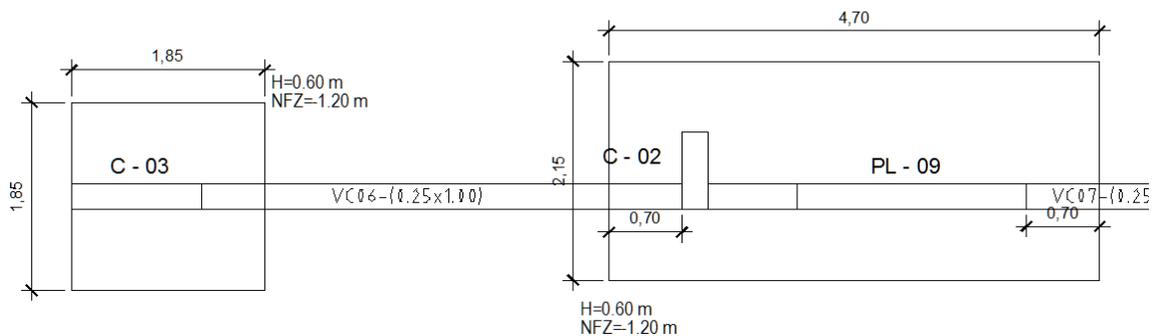


Fig. 6.33 Zapata Conectada

Procedemos a obtener las fuerzas en cada columna y placa.

ELEMENTO	CARGAS DE GRAVEDAD					
	PD (Ton)	PL (Ton)	MDx (Ton-m)	MLx (Ton-m)	MDy (Ton-m)	MLy (Ton-m)
C-02	78.36	16.59	-2.20	-0.54	-0.21	-0.03
PL-09	87.65	16.59	0.00	0.00	-9.25	-2.22
ELEMENTO	SISMO X-X (En servicio)			SISMO Y-Y (En servicio)		

	PS(+x) (Ton)	M(+x) (Ton-m)	M(+y) (Ton-m)	PS(+y) (Ton)	M(+x) (Ton-m)	M(+y) (Ton-m)
C-02	-45.06	-0.25	-1.22	-21.18	2.70	0.43
PL-09	-9.42	-0.03	108.86	1.54	0.66	-38.60

Al obtener las fuerzas axiales notamos que existen fuerzas axiales tanto de tracción y compresión al mismo tiempo.

Zapata combinada.

Dimensionamiento de la zapata combinada. (C-02 y PL-09)

Verificación del área solo con cargas de gravedad.

Primeramente determinamos el centro de gravedad estático en la figura 6.34.

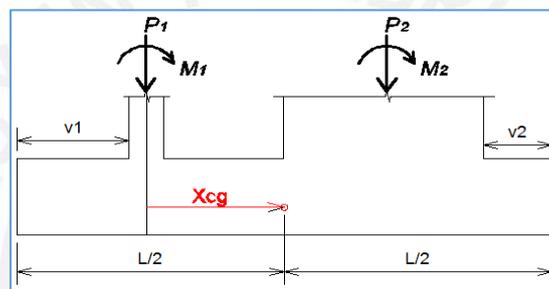


Fig. 6.34 Esquema de zapata combinada

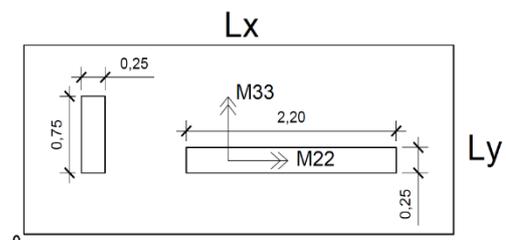
Se calcula el centroide de la Placa PL 09 y de la Columna C-02, respecto al centro de gravedad de la zapata. Ver Tabla A.

Elemento	Xcg (m)	Ycg (m)
C-2	0.83	1.08
PL-9	2.91	0.83
ZAPATA	2.4	1.1

Tabla A: Centroide de elementos

Ubicado los centroides, se calcula los momentos generados por el desplazamiento de las fuerzas axiales al centroide de la zapata.

Elemento	M33	M22
C-2	-145.0	0.00
PL-9	57.6	26.1



Se procede al pre dimensionamiento por cargas de gravedad + cargas de sismo. Para ello, se calcula el esfuerzo máximo y mínimo, mediante el uso de la expresión A. En caso de que algún

esfuerzo resultase ser negativo, significa que existe tracciones, por lo cual, se realiza la redistribución de momentos empleando Meyerhoff.

Expresión A

Resultados de las combinaciones de cargas:

CASO	P (TON)	M33 (Ton-m)	M22 (Ton-m)	σ max (ton/m ²)	σ min (ton/m ²)
1) cargas de gravedad	199.19	-99.15	23.32	-3.32	144.22
2) cargas de gravedad + sismo X	144.71	8.29	23.04	93.92	8.44
3) cargas de gravedad - sismo X	253.67	-206.59	23.60	-100.56	280.00
4) cargas de gravedad + sismo Y	179.56	-137.32	26.68	-46.89	173.89
5) cargas de gravedad - sismo Y	218.82	-60.99	22.23	43.56	111.22

Se observa que en los casos 1 y 3 el esfuerzo máximo es negativo (tracciones); por ello, empleamos Meyerhoff, mediante el uso de las expresiones B y C.

Expresión B

Expresión C

Resultados de esfuerzos, al aplicar Meyerhoff:

CASO	σ max-xx (ton/m ²)	σ max yy (ton/m ²)
1) carg grav	24.98	22.10
2) cg + sx	14.66	16.79
3) cg - sx	38.35	27.45
4) cg + sy	26.30	20.60
5) cg - sy	24.54	23.89

Dado que todos los valores están por debajo del esfuerzo admisible, esto quiere decir que las dimensiones de las zapatas si son las adecuadas.

Ahora, se escoge el mayor valor de esfuerzo “38.35 Ton/m²” y se multiplica por el factor 1.25 para realizar el diseño por flexión y verificación por cortante y punzonamiento.

Verificación por punzonamiento.

Calculamos la resistencia del concreto con la siguiente expresión:

b, d en m

$\phi V_c = 711.59 \text{ ton.}$

B_o (perímetro a $d/2$ de la cara) = 10.90 m y $d=0.50$ m

A_o (Área formada por el perímetro) = 2.96 m²

$V_u = \sigma_u \times (A - A_o) = 342.95$ ton

Notamos que $V_u < \phi V_c$, por lo tanto el concreto cumple la verificación por punzonamiento

Verificación por cortante

Verificamos el cortante en el volado para la dirección X-X y para la dirección Y-Y.

Tenemos que peralte efectivo $d = 0.50$ m

$V_u = \sigma_u \times L_y \times x$ (ton)

Cortante actuante en X: $V_u=20.62$ tn

Cortante actuante en Y: $V_u=45.11$ tn

Resistencia del concreto a la cortante en X: $\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L_y \times d = 70.20$ tn

Resistencia del concreto a la cortante en Y: $\phi V_c = \phi \times 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times L_x \times d = 153.60$ tn

Notamos que V_u es menor que ϕV_c , por lo tanto, el concreto solo puede resistir al cortante actuante.

Diseño por flexión

Tenemos para la dirección X y en la dirección Y un valor de momento.

En X: $M_u = X^2 \times 0.5 \times L_y \times \sigma_u = 25.25$ ton-m

En Y: $M_u = Y^2 \times 0.5 \times L_x \times \sigma_u = 55.27$ ton-m

Para diseñar por un metro de ancho tenemos:

Sabiendo que $L_y = 2.15$ m y $L_x = 4.70$ m

$M_u = 11.75$ ton-m / m

As requerido = 6.31 cm²/m; sin embargo la cuantía mínima indica lo siguiente:

As mín = 0.0018 * b * h, sea b=1m y h= 0.60m

As mín = 10.80 cm² = 5/8 @ 20cm en dirección X y Y.

Zapata excéntrica y viga de cimentación.

Dimensionamiento de la zapata (sin sismo)

Tenemos los siguientes datos:

$q_{adm} = 40$ ton/m²

$q_{adm-sismo} = 52$ ton/m²

Cargas de servicio = $P_m + P_v = 93.83$ ton

$C_{serv} + P_{propio} + P_{terreno} = 98.52$ ton

Área = $98.52 / 40 = 2.46$ m²

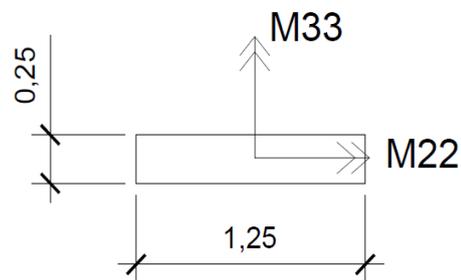
Hzapata = 0.60 m

L_x (lado en dirección X) = 1.85 m

L_y (lado en dirección Y) = 1.85 m

Excentricidad = $(1.85 - 1.25) \times 0.5 = 0.30$ m

Luz libre de la viga = 4.60 m



Ahora se procede a realizar el pre dimensionamiento con cargas de gravedad +cargas de sismo, utilizando la siguiente expresión:

CASO	P (TON)	M33 (TON-M)	M22 (TON-M)	σ max (ton/m2)	σ min (ton/m2)
1) cargas de gravedad	98.5	-2.74	0.20	26.37	31.20
2) cargas de gravedad + sismo X	94.93	15.71	0.07	42.69	12.79
3) cargas de gravedad - sismo X	102.11	-21.19	0.32	10.06	49.61
4) cargas de gravedad + sismo Y	101.47	-9.39	0.91	21.61	37.69
5) cargas de gravedad - sismo Y	95.57	3.91	-0.52	31.14	24.71

Se puede observar en el caso (3) el esfuerzo mínimo es 49.61 tn/m2 menor que el esfuerzo admisible.

Ahora se procede a realizar las verificaciones por cortante y punzonamiento y realizar el diseño por flexión. El esfuerzo utilizado para el diseño es $49.61 \times 1.25 = 62.01$ ton/m2.

Verificación por punzonamiento.

Calculamos el esfuerzo último, amplificando los esfuerzos por el factor de 1.25, ya que las solicitaciones más importantes son las de sismo.

$$\sigma_u = 62.01 \text{ ton/m}^2$$

Tenemos que el peralte efectivo de la zapata es 0.50 m

Calculamos el perímetro a una distancia de $d/2$ de la cara y el área.

$$B_o = 3.75 \text{ m}$$

$$A_o = 1.13 \text{ m}^2$$

$$V_u = \sigma_u \times (A - A_o) = 142.47 \text{ ton}$$

$$V_c = 1.06 \overline{f'_c} \times b_o \times d = 288.016 \text{ ton}$$

$$\phi V_c = 244.81 \text{ ton}$$

Dado que $\phi V_c > V_u$, entonces sí pasa por punzonamiento.

Verificación por corte.

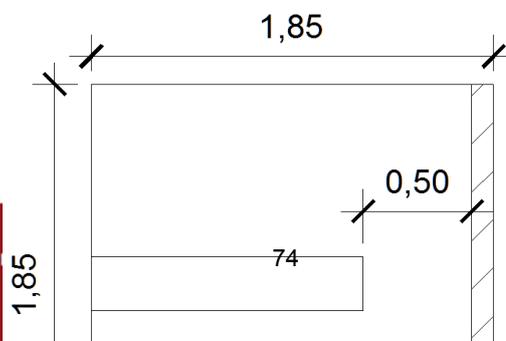
Dirección XX

Calculamos el cortante en la dirección X a "d" de la cara.

$$V_u = \sigma_u \times L_y \times x = 11.47 \text{ ton}$$

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

$\phi V_c = 60.40 \text{ ton}$, por lo tanto, cumple con la verificación por corte en el eje X.

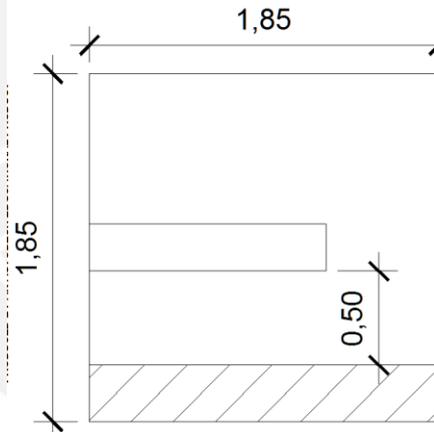


Dirección YY

Calculamos el cortante en la dirección Y a “d” de la cara.

$V_u = 34.42 \text{ ton}$

$\emptyset V_c = 60.40 \text{ ton}$, por lo tanto cumple con la verificación por corte en el eje y.



Diseño por flexión.

Para la dirección X

$$M_u = X^2 * 0.5 * L_y * \sigma_u \text{ (ton-m)}$$

Para la dirección Y

$$M_u = Y^2 * 0.5 * L_x * \sigma_u \text{ (ton-m)}$$

	Mu	b	d	a	As	As mínimo	As colocado	Distribución
Mu X-X	11.16 ton-m	100.00 cm	50.00 cm	1.41 cm	5.99 cm ²	10.80 cm ²	10.80 cm ²	5/8" @ 20
Mu Y-Y	19.84 ton-m	100.00 cm	50.00 cm	2.53 cm	10.77 cm ²	10.80 cm ²	28.50 cm ²	5/8 " @ 20

Armado Final

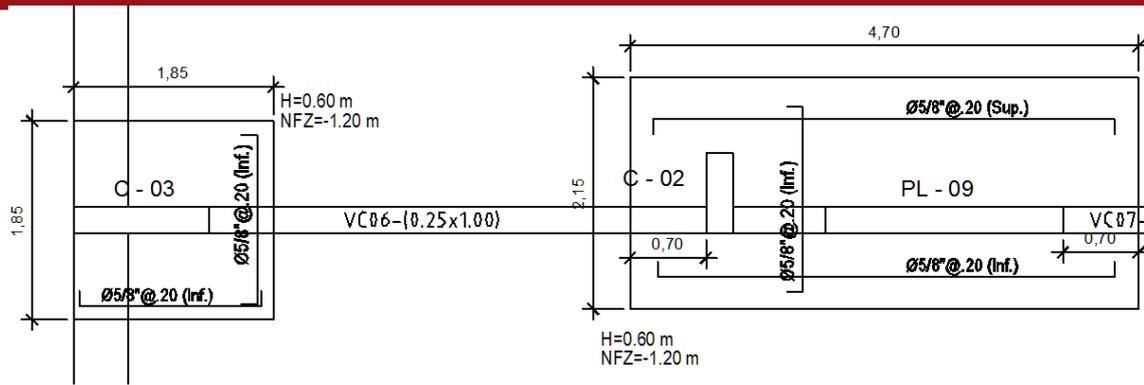


Fig. 6.34A Armado final de zapata combinada

Diseño de la viga de cimentación

La viga de cimentación se usa principalmente para controlar los momentos generados debido a la excentricidad en las zapatas que colindan con otra propiedad.

Se muestra un modelo para realizar el análisis de la viga de cimentación en la figura 6.35.

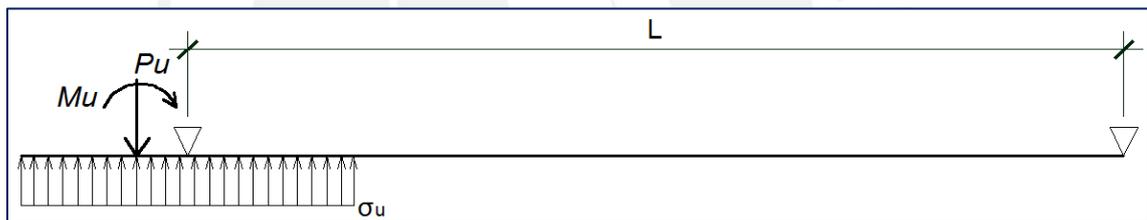


Fig. 6.35 Modelación de zapata excéntrica y viga conectada

En donde:

$L = 5.35 \text{ m}$

$b \text{ (m)} = 0.25 \text{ m}$

$H \text{ (m)} = 1.00 \text{ m}$

$P_u = 135.96 \text{ ton}$

$M_u = 40.00 \text{ ton-m}$

$\sigma_u = 62.01 \text{ ton/m}^2$

$M_u = 40.00 \text{ ton - m}$

$V_u = 11.83 \text{ ton}$

$A_{s \text{ req}} = 12.59 \text{ cm}^2$

$\phi V_c \text{ (Tn)} = 14.69 \text{ tn}$

De los datos obtenidos, se procede a realizar el diseño de la viga de cimentación.

As colocado = $2 \phi 1" + 2 \phi 3/4"$

Se observa que el $\phi V_c > V_u$, entonces solo colocaremos estribos cada @20cm

S = usar $\phi 3/8" @ 20$.

6.6 DISEÑO DE MUROS DE CISTERNA

Figura 6.36 Armado final de cimentación.

El diseño de una cisterna es similar al diseño de un muro de contención, sin embargo se va a mencionar algunas consideraciones extras.

Se debe considerar que el caso más crítico es cuando la cisterna está vacía ya que solo habría empuje del suelo.

La cuantía mínima para muros en contacto con el agua es de 0.003, con el objetivo de minimizar lo más posible las fisuras y evitar la corrosión del refuerzo.

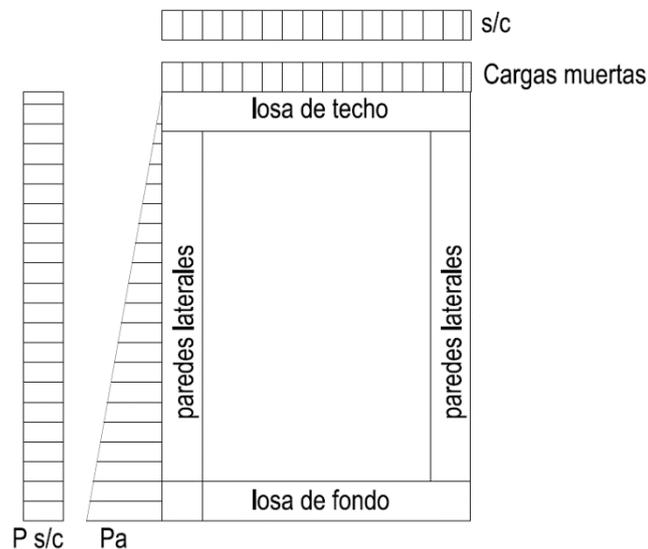


Figura 6.37 Diagrama de distribución de cargas en el muro cisterna

De donde:

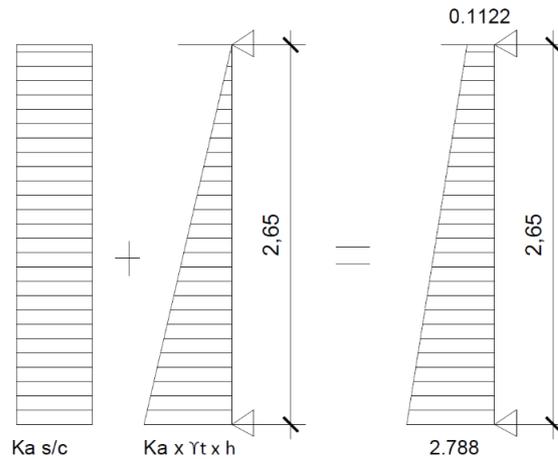
P_a = Empuje activo del terreno: $P_a = K_a \times \gamma \times h$

$P_{s/c}$ = Empuje generado por la sobrecarga del terreno: $P_{s/c} = K_a \times S/c$

$K_a = (\text{tg}(45 - \phi/2))^2$

$$K_a = (\text{tg}(45 - 30/2))^2 = K_a = 0.333$$

Diseño preliminar de muro considerando que trabajan en una sola dirección.



$$0.33 \times 0.2 + 0.33 \times 1.8 \times 2.65 = 1.64 \text{ ton/m}$$

La carga se amplificara por un factor de 1.7 ya que el empuje activo es considerado como carga viva.

$$\text{Entonces tenemos } 1.7 \times 1.64 = 2.79 \text{ ton/m}$$

De la carga asignada obtenemos un momento de $M_u = 1.40 \text{ ton} - \text{m}$

Espesor del muro = 25 cm

$A_s = 2.15 \text{ cm}^2/\text{m}$, sin embargo, según la norma existe una cuantía mínima para muros en contacto con el agua.

$A_{s \text{ min}} = 0.0030 \times 100 \times 20 = 6 \text{ cm}^2$ (muros en contacto con el agua)

Por lo tanto $6 \text{ cm}^2 = \text{doble malla } 3/8" @ 0.20$ (muro $h = 25$).

6.7 DISEÑO DE ESCALERAS.

Las escaleras son elementos estructurales que se diseñan considerando cargas de gravedad. Existen diversos tipos de escaleras, los cuales depende de las condiciones de apoyo. Para el caso del edificio en estudio se tiene escaleras convencionales de varios tramos, apoyadas en vigas y losas. Estas escaleras se modelan como losas macizas armadas en una dirección, simplemente apoyadas. A manera de ejemplo se diseñará el primer tramo de la escalera principal.

Datos de la escalera.

Paso (p) = 25 cm

Contrapaso (cp) = 18 cm

Garganta = 15 cm

Sobrecarga = 200 kg/cm²

Metrado de cargas

$$W_{pp} = \gamma_{concreto} \times \frac{cp}{2} + t \times \left(1 + \frac{cp^2}{p^2} \right) = 659.60 \text{ kg/m}^2$$

Se considera un metro de ancho y un peso de 100kg/m² para el piso terminado.

METRADO ESCALERA		
PESO PROPIO	660	kg/m ²
PISO TERMINADO	100	kg/m ²
CARGA MUERTA	760	kg/m ²
CARGA VIVA	200	kg/m ²

METRADO LOSA MACIZA		
PESO PROPIO	480	kg/m ²
PISO TERMINADO	100	kg/m ²
CARGA MUERTA	580	kg/m ²
CARGA VIVA	200	kg/m ²

Para la escalera tenemos: $W_u = 1.4 \times 760 + 1.7 \times 200 = 1404 \text{ kg/m}$

Para la losa tenemos: $W_u = 1.4 \times 580 + 1.7 \times 200 = 1152 \text{ kg/m}$

Análisis estructural de la escalera utilizando las cargas distribuidas W_u .

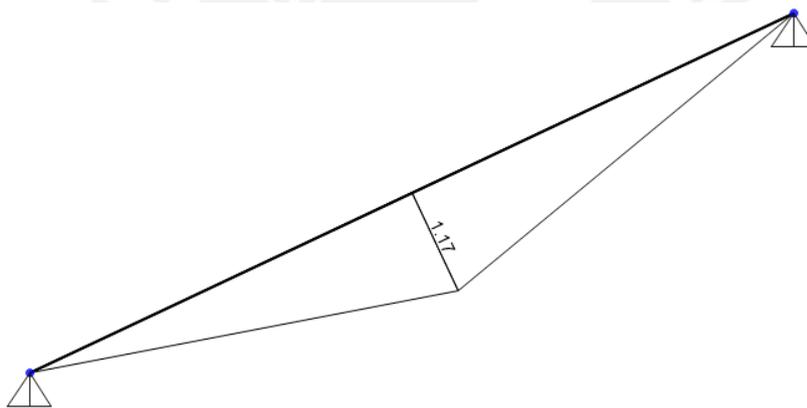


Figura 6.38 Diagrama de momentos del 1er tramo de la escalera 1

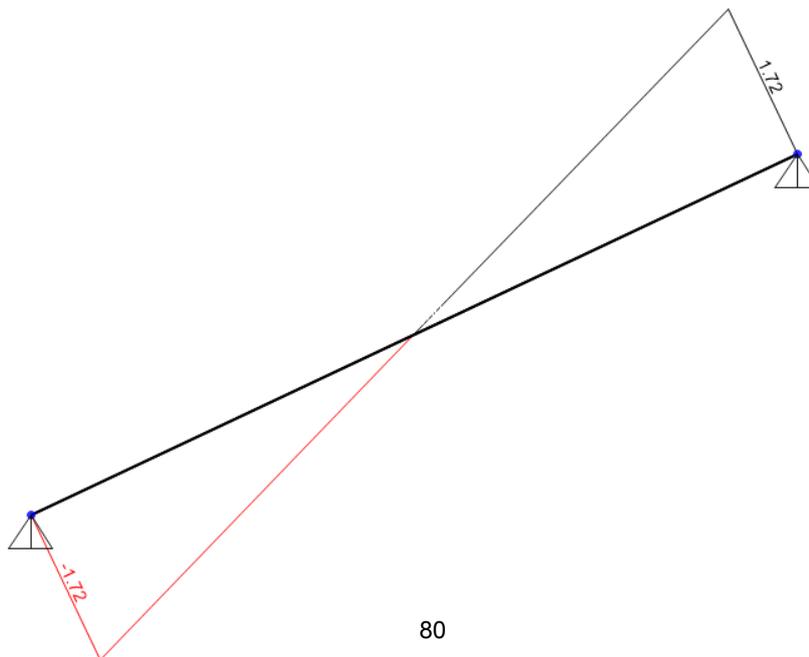


Figura 6.39. Diagrama de fuerzas cortantes del 1er tramo de la escalera 1

Diseño por corte.

Al verificar por corte, tenemos para una sección de $b = 100 \text{ cm}$ y $d = 12 \text{ cm}$:

$$\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{210} b w d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 12 = 7834 \text{ kg}$$

Del diagrama de fuerzas cortantes, el máximo valor de cortante es de 1720 kg, por lo tanto la resistencia del concreto ϕV_c satisface los requerimientos de V_u .

Diseño por flexión.

Del diagrama de momentos flectores observamos que el mayor momento es de 2.64 ton-m.

Haciendo uso de las fórmulas recomendadas en los *Apuntes del curso Concreto Armado 1*, procedemos a calcular el acero requerido.

$$a = d - \frac{d^2 - \frac{2 \times |Mu|}{\phi 0.85 \times f_c' \times b}}{2}$$

$$A_s = \frac{|Mu|}{\phi \times f_y \times (d - \frac{a}{2})}$$

DISEÑO POR FLEXIÓN

Mu (ton-m)	b (cm)	d (cm)	a (cm)	As (cm2)	As Colocado (cm2)
1.17	100	12	0.6	2.6	3.34

3/8" @ .20

Armado Final del primer tramo de la escalera.

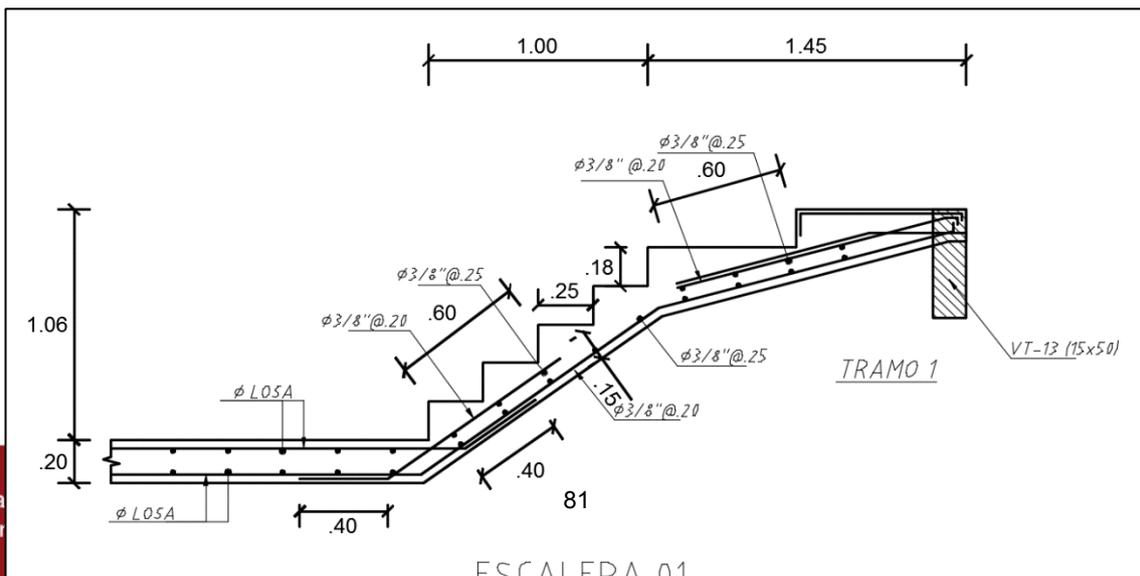


Figura 6.40 Armado final del tramo 1 de Escalera 1

7. CONCLUSIONES.

Pre dimensionamiento

- Las vigas se pre dimensionaron empleando como peralte la relación Luz/12, luego de los análisis al momento de diseñar se verificó que este criterio resultó adecuado. El área transversal de las columnas se pre dimensionó para que tuviera en condiciones de servicio un esfuerzo de $0.45F'c$. Al momento de desarrollar el diseño final, se encontró que esto era adecuado y que las columnas se pudieron armar sin problemas de concentración de acero.
- En cuanto a las solicitaciones sísmicas, se verificó que el área requerida por corte sea suministrada por las placas del edificio. Obtuvimos para la dirección X e Y áreas de 42,595.7 cm² en cada dirección. El edificio tiene en cada dirección 50,800 cm² y 67,450 cm² para X e Y respectivamente, con lo cual se cumple con lo requerido.

Análisis

- Hacer uso de programas de computación para hacer análisis de los diferentes elementos estructurales del edificio, ya sea de manera individual como en conjunto, resulta ser muy práctico y rápido; sin embargo, es necesario tener un criterio adecuado para poder analizar los resultados obtenidos en cada elemento.
- Durante la construcción de un edificio, las columnas que reciben más carga se acortan más y son niveladas en cada operación de vaciado de los techos manteniendo un nivel horizontal. Al pretender analizar el edificio simulando el proceso constructivo, se observó que el programa empleado (Etabs) no simula adecuadamente este proceso, lo cual genera alteración en las fuerzas internas de cada viga y a su vez algunas columnas reciben menos carga axial de lo que les corresponde. Para solucionar el problema, se procedió a restringir el desplazamiento en el eje Z de las columnas hasta poder obtener finalmente resultados más razonables para las fuerzas internas en viga correspondientes a cargas de gravedad.

- Para el análisis sísmico se utilizó para ambas direcciones un factor de reducción $R=4.5$, ya que el edificio es irregular por esquinas entrante ($R=6$ para sistema estructural de muros de corte, pero multiplicado por 0.75 ya que el edificio es irregular por esquinas entrantes).
- La estructura tuvo un comportamiento adecuado ante solicitaciones sísmicas, ya que se obtuvieron derivas de 3% y 3% para las direcciones X e Y respectivamente (valores menores al límite permisible de 7%).
- Los resultados que se obtuvieron del análisis espectral tuvieron que ser escalados para llegar al 90% (edificio irregular) de las fuerzas cortantes basales del análisis estático. Dichos factores fueron de 1.21 y 1.62 para X e Y respectivamente.

Diseño.

- Para las áreas destinadas a baños se utilizó losa maciza, ya que al haber mayor congestión de tuberías resulta más fácil poder hacer alguna reparación en caso de filtración.
- Para el diseño de las placas, la cortante se escaló por el cociente M_n/M_u y el valor escalado fue cubierto con las cuantías mínimas.
- En las zapatas perimétricas se utilizó vigas de cimentación para controlar los momentos generados debido a la excentricidad.
- Debido a la falta de simetría en la distribución de placas, el centro de rigidez y el centro de gravedad se encuentran distanciados, generándose así un brazo de palanca que genera un momento torsor importante en planta.
- Dado que partimos de una arquitectura cerrada, tuvimos que ceñirnos a lo ya planteado; por ello, al existir una gran densidad de placas para tomar las fuerzas sísmicas, las columnas se diseñaron por carga axial empleando cuantía mínima.
- Con respecto al diseño de vigas, es preciso señalar que usamos tanto el diseño por resistencia y el diseño por capacidad. En el caso de vigas con luz corta, se usó el diseño por capacidad debido a que toman mayor esfuerzo por sismo (momento y cortante), y en este caso lo que se quiere evitar es el falla frágil (por corte). Por otro lado, en el resto de vigas se utilizó el diseño por resistencia, ya que los esfuerzos generados por sismo no son altos en comparación a los de cargas de gravedad.

8. BIBLIOGRAFIA

- Blanco Blasco, A. (1995). *Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima: Colegio de Ingenieros del Perú.
- Harmsen, T. E. (2002). *Diseño de Estructuras de Concreto Armado*. Lima: Fondo Editorial PUCP)
- Muñoz Peláez, A. (s.f.). *Apuntes del curso Analisis Estructural 2*. Lima.
- Ottazzi Pasino, G. (2012). *Apuntes del curso Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Reglamento Nacional de Edificaciones. (2012).
- San Bartolomé, Á. (1998). *Análisis de Edificios*. Lima: Fondo Editorial PUCP.

