

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



PONTIFICIA
UNIVERSIDAD
CATÓLICA
DEL PERÚ

PROYECTO DE ESTRUCTURAS DE UN EDIFICIO EN MIRAFLORES, CON SÓTANO Y CINCO PISOS

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

Michael Cecil Berninzon Callirgos

ASESOR: Juan Antonio Tomás Blanco Blasco

Lima, diciembre del 2015

Resumen de la Tesis y Características del Edificio

En el presente informe se desarrolla el análisis y diseño estructural de un edificio multifamiliar de 5 pisos, azotea y un sótano. Este edificio se encontrará ubicado en la ciudad de Lima.

El terreno sobre el cual se edificará el edificio tiene un área de 600m², el suelo tiene un capacidad portante de 4kg/cm² (factor de suelo S1). El sótano tiene un área de 564m², el primer piso tiene un área de 465m², los pisos típicos (2ndo al 5to piso) tienen 388.7m² y la azotea un área de 388.7m². El área total construida viene a ser 2972.5m².

En el sótano se tienen 16 estacionamientos, la cisterna (que se encuentra debajo de la rampa de acceso vehicular), el cuarto de bombas, la escalera principal y ascensor. Desde el primer piso, la arquitectura contempla dos departamentos por piso, se tiene el ingreso principal y la rampa vehicular de ingreso al sótano. Del segundo al quinto piso la arquitectura contempla también dos departamentos por piso y en la azotea se encuentra el cuarto de maquinas del ascensor y los aires comunes para los dos últimos departamentos.

Las alturas de piso a piso son 3.20m (en el sótano y primer piso) y 3.00m (en el resto de pisos) y la arquitectura exige puertas y ventanas a 2.20m.

El edificio en la dirección perpendicular a la fachada (dirección Y) cuenta con muros de corte o placas de concreto armado en los límites de propiedad, columnas peraltadas (en la dirección perpendicular a la fachada) y vigas de 25x75cm, con lo cual se satisface el requerimiento de altura libre de piso a fondo de viga de 2.20m de acuerdo a la arquitectura.

En la dirección paralela a la fachada (dirección X) el edificio cuenta con la placa del ascensor, con la placa de la escalera principal, con una placa e el eje central de la planta formando un pórtico importante con dos columna de 50x50cm y vigas de 25x75cm.

El análisis y diseño de la estructura del edificio se realizó conforme a las normas del reglamento nacional de edificaciones.

El análisis sísmico se realizó mediante un modelo computarizado donde se consideraron un conjunto de pórticos de concreto armado unidos mediante un diafragma rígido.

El sistema de techado fue losa aligerada en una dirección con espesores de 20 y 30cm, teniéndose también losas macizas con espesores de 20cm para lo zona de escaleras y hall de ascensores.



INDICE	Página
CAPITULO 1. ASPECTOS GENERALES	3
1.1 Descripción del Edificio	3
1.2 Cargas de Diseño	5
1.3 Método de Diseño	5
1.4 Materiales a Emplearse	6
CAPITULO 2. ESTRUCTURACION	8
2.1 Estructuración de Columnas	9
2.2 Estructuración de Placas	9
2.3 Estructuración de Vigas	11
2.4 Estructuración de Losas	12
2.5 Estructuración de las Escaleras	12
CAPITULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO	13
3.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas	13
3.2 Predimensionamiento de Losas Macizas	13
3.3 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas	14
3.4 Predimensionamiento de Columnas	15
3.5 Predimensionamiento de Placas	15
3.6 Predimensionamiento de Cisterna	16
CAPITULO 4. METRADO DE CARGAS	18
4.1 Metrado de Cargas de Losas Aligeradas	18
4.2 Metrado de Cargas de Losas Macizas	21
4.3 Metrado de Cargas de Vigas Chatas	22
4.4 Metrado de Cargas de Vigas Peraltadas	24
4.5 Metrado de Cargas de Columnas	26
4.6 Metrado de Cargas de Placas	27
4.7 Metrado de Cargas del Piso Típico	29
CAPITULO 5. ANÁLISIS SÍSMICO	31
5.1 Modelo Estructural del Edificio	31
5.2 Parámetros Sísmicos	33
5.3 Análisis Dinámico	35
5.4 Fuerza Cortante Basal	36

5.5 Análisis Estático	36
5.6 Desplazamientos Laterales	37
5.7 Giros en Planta	37
5.8 Junta de separación Sísmica	38
CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS Y LOSAS MACIZAS	40
6.1 Losas Aligeradas	40
6.2 Diseño del aligerado del encofrado del sótano (ejes A y G con 5 y 6)	40
CAPITULO 7. DISEÑO DE VIGAS	46
7.1 Diseño de la Viga V-7 (.25x.75) (eje F)	46
7.2 Diseño de la Viga V-4 (.25x.75) (eje 3)	53
CAPITULO 8. DISEÑO DE COLUMNAS	60
8.1 Diseño de la Columna P2 (.50x.50)	60
CAPITULO 9. DISEÑO DE PLACAS	74
9.1 Diseño de la Placa PL-05 (2.75x0.25)	74
CAPITULO 10. DISEÑO DE LA CIMENTACION	82
10.1 Diseño de la zapata aislada de la columna P2	83
10.2 Diseño de la viga de cimentación VC-1(.30x1.00)	86
10.3 Diseño de la zapata placas ascensor y escalera	89
CAPITULO 11. DISEÑO DE OTROS ELEMENTOS	94
11.1 Diseño de Escaleras	94
11.2 Diseño de Muros de Sótano	97
11.3 Diseño de La Cisterna	100
11.4 Diseño de Calzaduras	103
COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	107
BIBLIOGRAFÍA	109

CAPITULO 1. ASPECTOS GENERALES

1.1 Descripción del Edificio

El área del terreno donde se levantará el edificio tiene un total de 600m². Los ejes A y G definen los límites de propiedad en el sentido transversal. En el sentido longitudinal se tiene el eje 1 con vista a la calle y el eje 7 definiendo el límite de propiedad posterior del edificio. El sótano cuenta con un área de 564m² dentro del cual se ubican 16 estacionamientos, la cisterna y cuarto de bombas, que se encuentran ubicadas por debajo de la rampa vehicular.

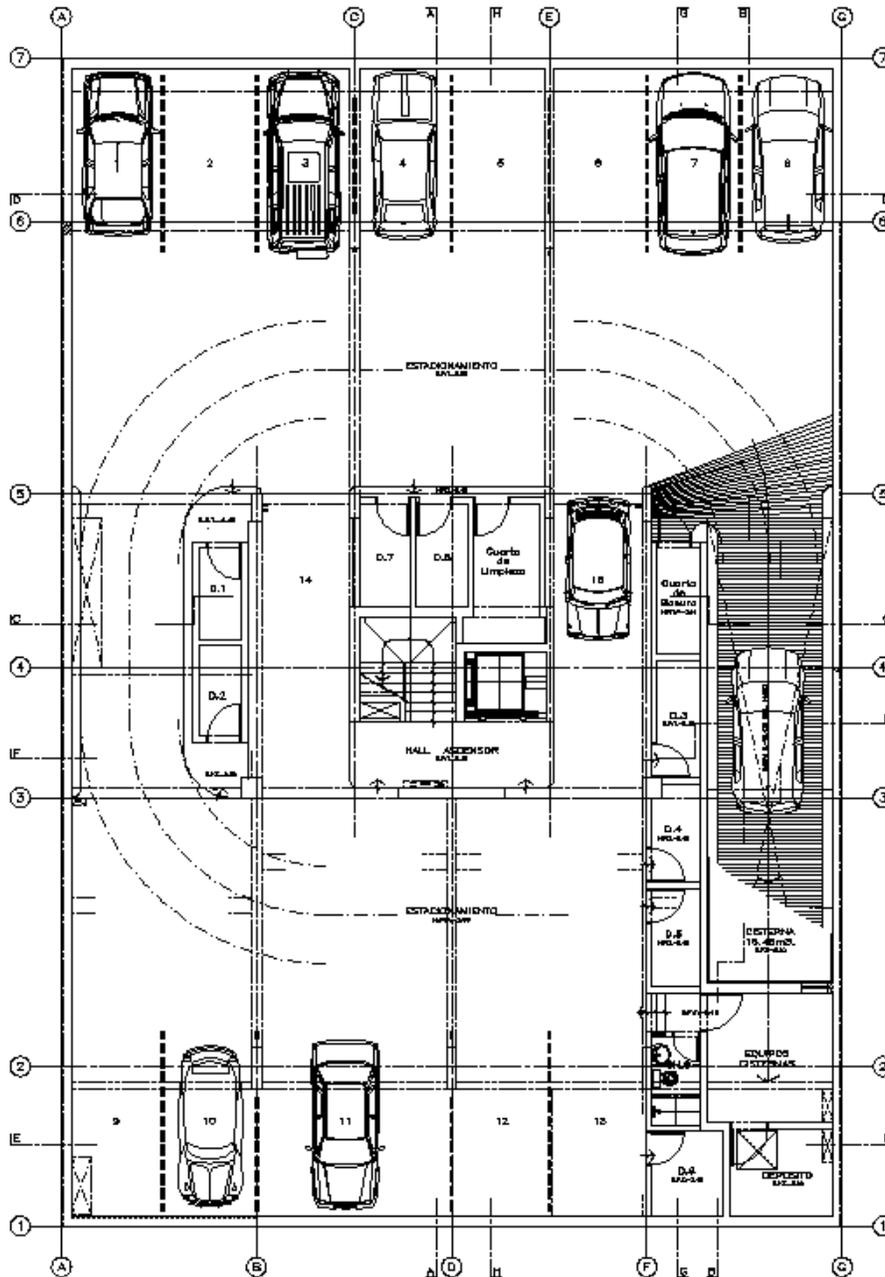


Figura 1.1 Planta Sótano

El primer piso cuenta con un área de 465m², contando con Hall de Ingreso, Recepción, Ascensor, Escalera principal y dos departamentos con terraza.

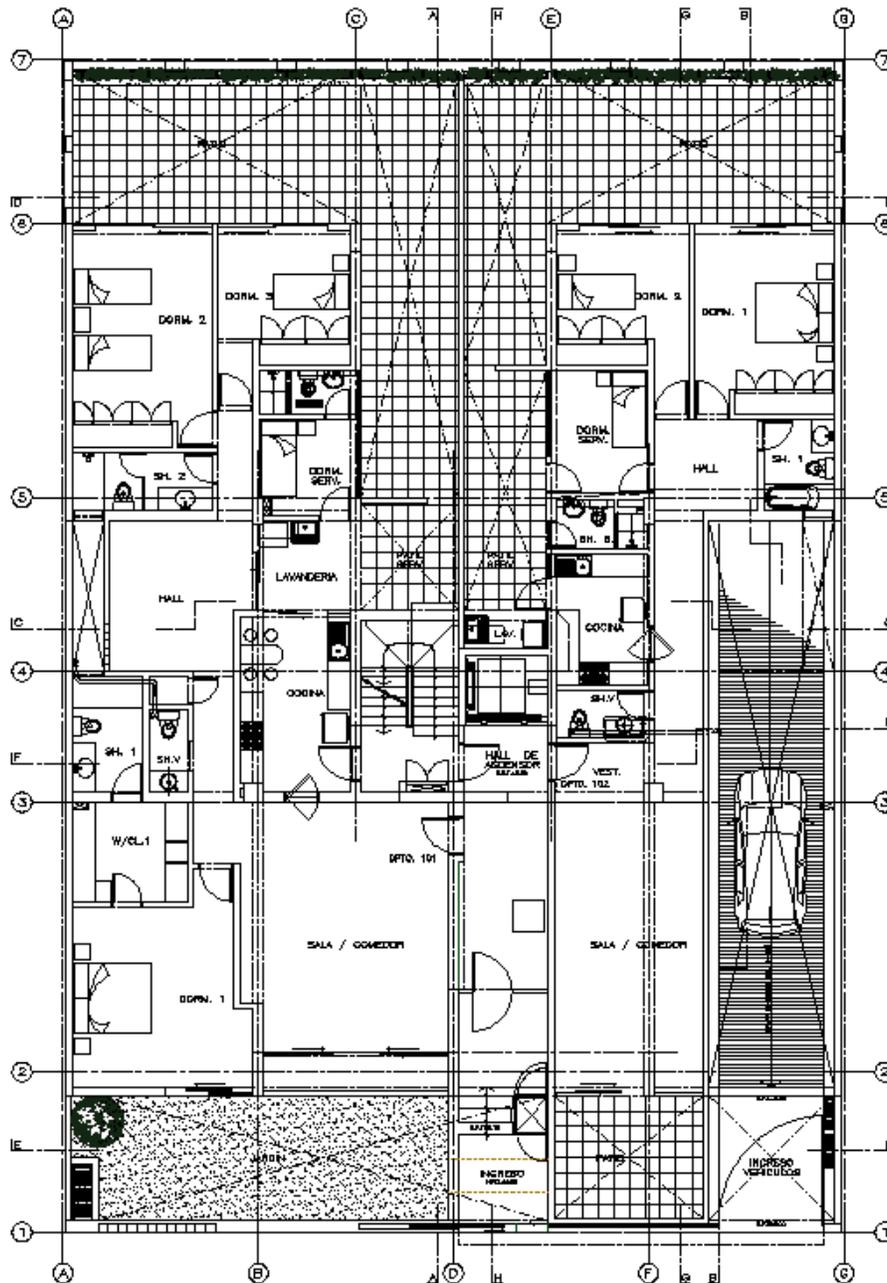


Figura 1.2 Planta 1er Piso

Los pisos típicos cuentan con un área de 388.7m², contando con 2 departamentos, escalera principal y ascensor.

La azotea tiene un área de 388.7m², es compartida por los dos últimos departamentos del 5to piso. La altura de piso a piso en todo el edificio es de 3.00m a excepción del sótano y primer piso que tienen 3.20m.

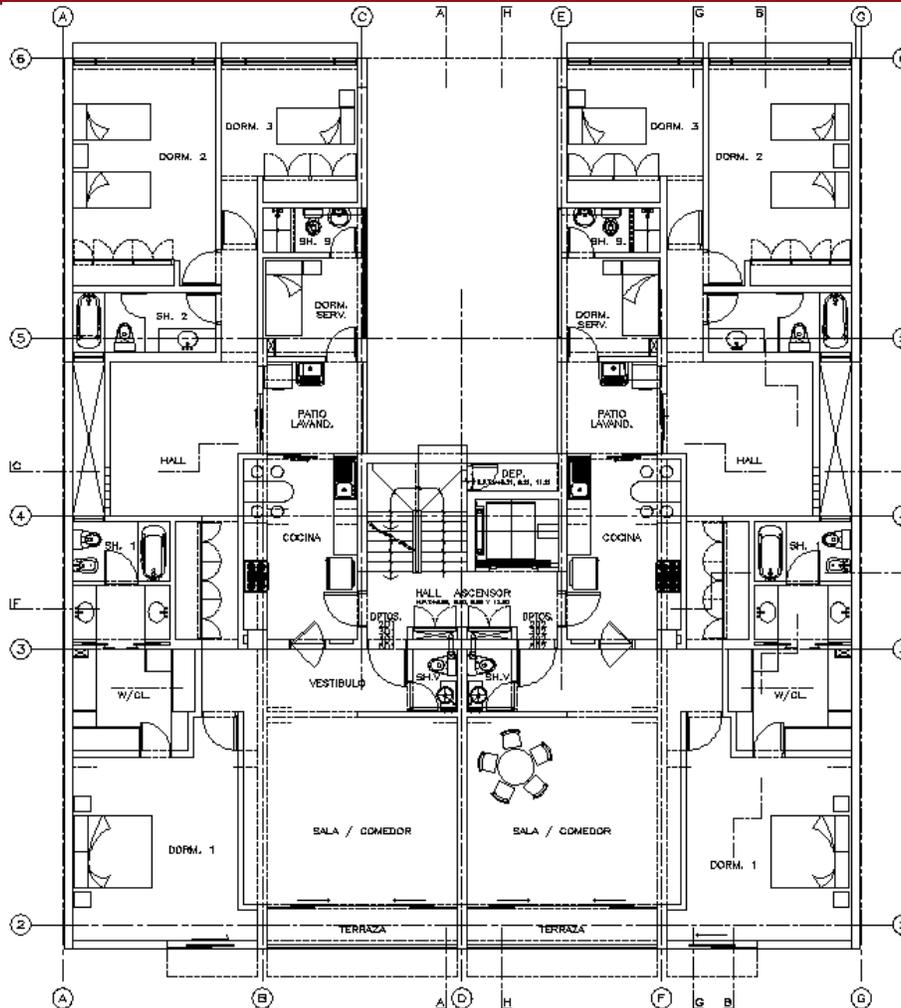


Figura 1.3 Planta Piso Típico

1.2 Cargas de Diseño

Los diversos elementos estructurales que conforman el edificio (columnas, placas, vigas, losas, escaleras) se analizarán con cargas de gravedad y de sismo, las mismas que deberán cumplir con la Norma E-020 de Cargas (N.T.E. E-020), con la Norma E-030 de Diseño Sismorresistente (N.T.E. E-030) y con la Norma E-060 de Concreto Armado (N.T.E. E-060).

1.3 Método de Diseño

Todos los elementos estructurales (losas aligeradas, losas macizas, vigas, columnas, placas y zapatas) se diseñarán con el método de Diseño por Resistencia, donde las cargas actuantes sobre los elementos se amplifican por medio de factores que dependen del origen de éstas (carga muerta, carga viva, cargas de sismo).

Las combinaciones de carga establecidas en la norma E.060 definen la Resistencia Requerida (U), analizando de esta manera las secciones de los elementos estructurales en el rango inelástico de respuesta.

Se tienen cinco combinaciones básicas de carga:

$$U = 1.4CM + 1.7CV$$

$$U = 1.25(CM + CV) + CS$$

$$U = 1.25(CM + CV) - CS$$

$$U = 0.9(CM) + CS$$

$$U = 0.9(CM) - CS$$

donde CM = carga muerta en servicio.

CV = carga viva en servicio.

CS = carga de sismo.

La norma fija los factores de reducción (Φ) para reducir la resistencia nominal y llevarla a la resistencia de diseño según el caso:

<u>Solicitud</u>	<u>Factor (Φ) de Reducción</u>
Flexión	0.90
Tracción y Tracción+Flexión	0.90
Cortante	0.85
Torsión	0.85
Cortante y Torsión	0.85
Compresión y Flexocompresión:	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con estribos	0.70

1.4 Materiales a Emplearse

El concreto y el acero son los materiales que se usarán en el edificio. El concreto armado es aquel que tiene acero de refuerzo de manera que actúen de manera conjunta y puedan resistir los esfuerzos en los elementos estructurales.

La resistencia a la compresión del concreto que será $f'c = 210\text{kg/cm}^2$.

El módulo de Poisson será $\nu = 0.15$.

El módulo de Elasticidad del concreto será $E_c = 217,000\text{kg/cm}^2 (15,000\sqrt{f'c})$.

El acero a emplearse será de grado 60, con un esfuerzo de fluencia $f_y = 4200\text{kg/cm}^2$ y un módulo de Elasticidad $E_s = 2'000,000\text{kg/cm}^2$.



CAPITULO 2. ESTRUCTURACION

La estructuración es una de las etapas más importantes dentro del desarrollo del análisis y diseño de toda edificación. Se trata de concebir con adecuado criterio de comportamiento estructural las dimensiones de los diversos elementos estructurales. Luego del análisis estructural se asegurará que los elementos puedan soportar las solicitaciones aplicadas y se comporten de manera adecuada tanto en caso de sismos como frente a cargas de gravedad.

Es importante indicar que la estructuración siempre trata de dar un sentido lógico al conjunto de elementos propuestos por la arquitectura.

Existen una serie de criterios para tener en cuenta en una estructura sismorresistente:

Simplicidad y Simetría: Cuando una estructura es simple, resulta más sencillo interpretar su comportamiento a la vez de predecirlo, comparado al que si fuera una estructura complicada o compleja. Por otro lado, la simetría siempre ayuda a que no existan efectos de torsión.

Resistencia y Ductilidad: La resistencia sísmica se recomienda que se tenga en las dos direcciones de la edificación para que la acción del sismo pueda ser soportada por la estructura. Además, deberá tener ejes o trayectorias resistentes con ductilidad adecuada.

Hiperestaticidad y Monolitismo: Las estructuras deben tener hiperestaticidad para obtener mayor resistencia a las solicitaciones. Con esto es posible disipar las fuerzas del sismo a través de la formación de las rótulas plásticas.

Uniformidad y Continuidad de la Estructura: Las estructuras deben tener siempre continuidad vertical, de esta manera las fuerzas y esfuerzos de sismo se logran transferir a la cimentación.

Rigidez Lateral: Toda estructura debe tener rigidez en las dos direcciones para que no ocurran deformaciones excesivas que causen problemas en elementos no estructurales y preocupaciones en la gente por presencia de fisuras.

Existencia de Diafragma Rígido: La transferencia de la carga horizontal del sismo se da cuando existen losas que se comportan como diafragmas rígidos y transportan la carga a todos los ejes de la estructura. A veces es común encontrar losas que terminan antes de algunos ejes estructurales, perdiendo así la conexión y por ende la transferencia. Se recomienda la menor cantidad de aberturas posibles al igual que losas tipo puente conectando secciones de un mismo edificio.

En nuestro edificio, se tiene una gran abertura posterior (mayor al 20% de la longitud del edificio en ambas direcciones), por lo que se verá más adelante (capítulo 5, Análisis Sísmico) que se trata de una condición de irregularidad y que los esfuerzos en los diversos elementos estructurales se amplificarán en un 30%.

Elementos No Estructurales: Es importante saber que la tabiquería puede tener efectos positivos como negativos en las estructuras. Para estructuras flexibles es necesario considerarla ya que pueden ayudar a disipar energía sísmica al momento de agrietarse considerablemente. Pero habrá que tener cuidado de no formar columnas cortas. Para estructuras con presencia de placas no será necesario considerar la rigidez de los tabiques ya que su rigidez es muy baja en comparación de las placas o muros estructurales.

EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE 5 PISOS y 1 SOTANO:

La estructuración del edificio comienza siguiendo la misma nomenclatura de ejes propuestos por la arquitectura. En el sentido paralelo a la fachada tenemos los ejes del 1 al 7, y en el sentido transversal se tienen los ejes del A al G.

Existe simetría en el edificio en la dirección Y (ejes A al G), mas no en la dirección X (ejes 1 al 7). Por otro lado se tiene una abertura en planta mayor al 20% que la dimensión total en planta, por lo tanto, en cada dirección según la norma, se calificará al edificio como irregular.

2.1 Estructuración de Columnas

Uno de los criterios importantes para dimensionar una columna es tener en cuenta de qué manera afectará el área de estacionamientos. Por ello, en el presente caso se estructuraron teniendo en consideración las dimensiones de las vigas que iban a descansar sobre estas, las áreas tributarias y las limitaciones de arquitectura para los estacionamientos y pisos superiores.

2.2 Estructuración de Placas

La ubicación de las placas se hizo en las dos direcciones del edificio. En la dirección Y (sentido transversal a la fachada) se propusieron como placas los muros laterales en los ejes A y G con 2 al 4 y con 5 y 6, un muro de la caja de la escalera principal en el eje C con 4 y dos muros de la caja del ascensor en el eje E con 4.

En la dirección X (sentido paralelo a la fachada) se propusieron como placas un muro de la caja del ascensor, un muro de la caja de la escalera principal, ambos ubicados entre los ejes 4 y 5 con C y E y un muro ubicado en el eje 3 con C y D.

Se observa que la dirección con mayor densidad de placas es la dirección Y. Con la finalidad de tener mayor rigidez en la dirección X, fue necesario incorporar dos columnas de 50x50cm ubicadas en el eje 3 con B y F.

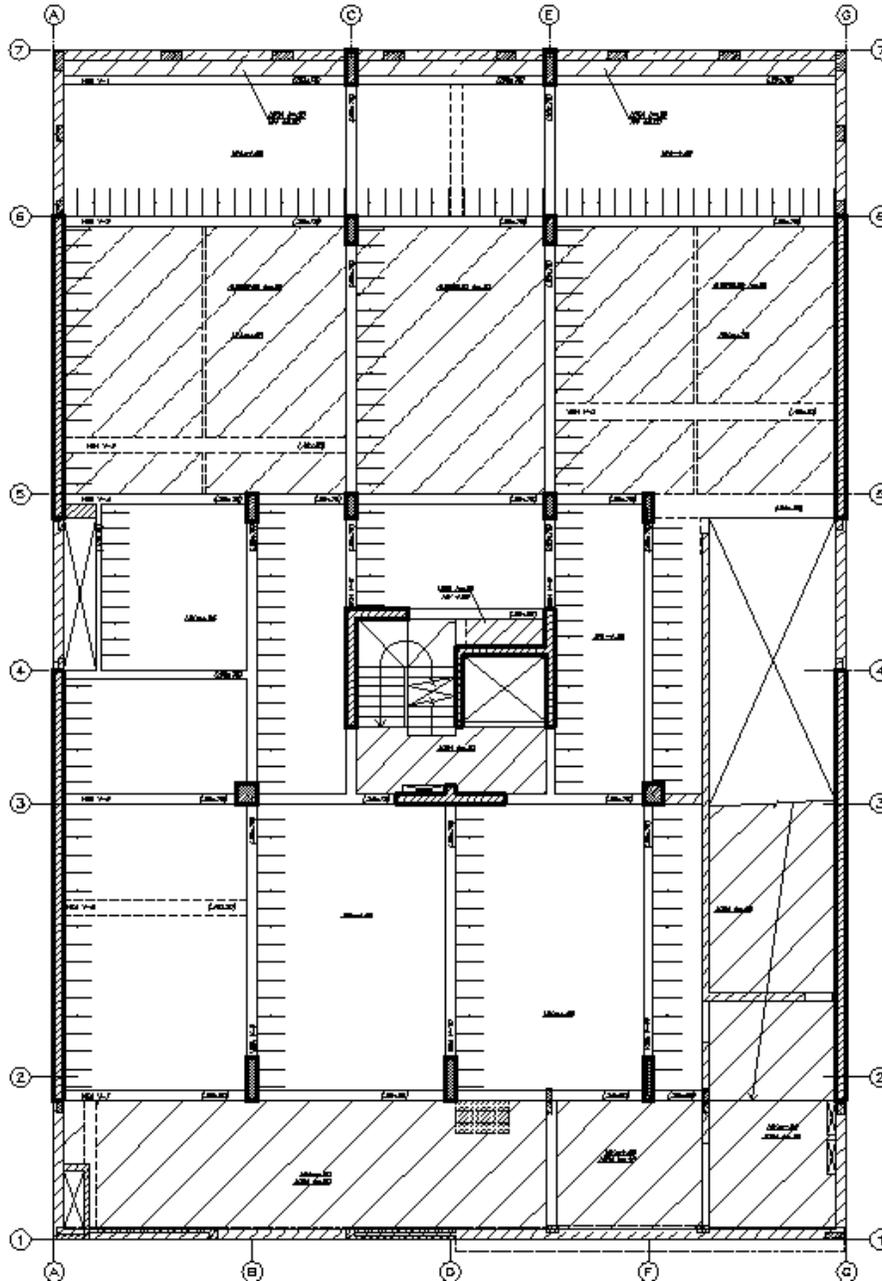


Figura 2.1 Estructuración Sótano

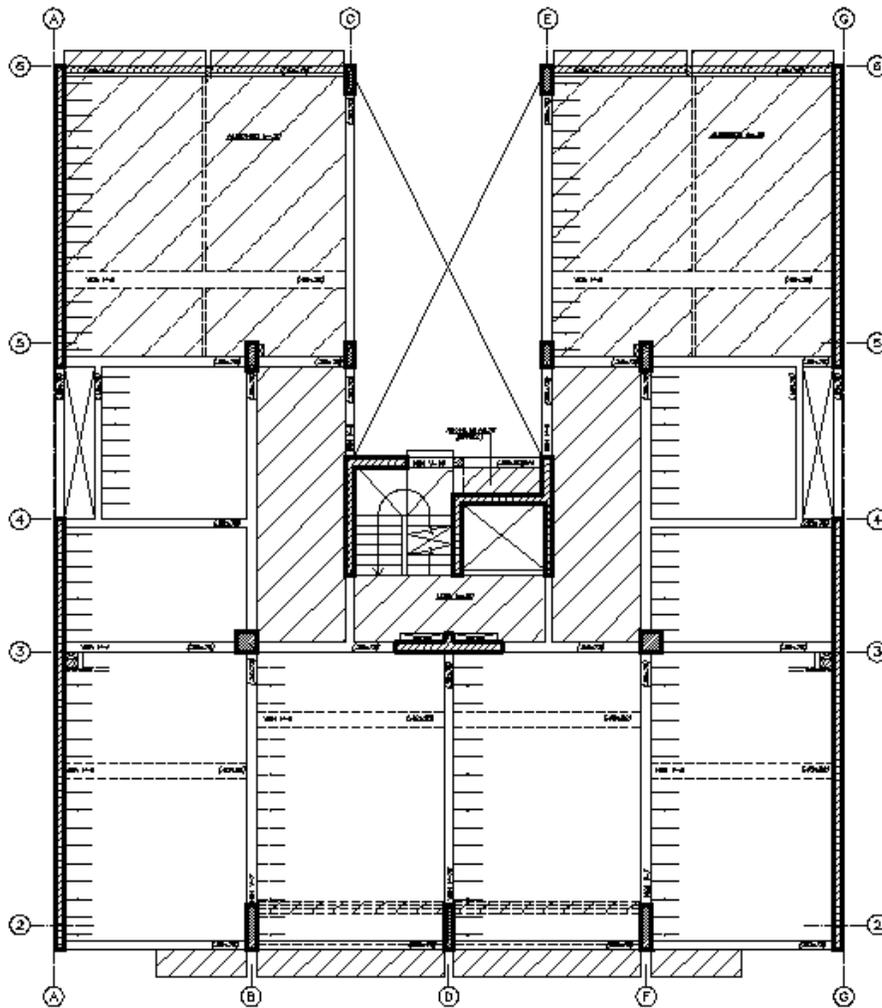


Figura 2.2 Estructuración Piso Típico

2.3 Estructuración de Vigas

Las vigas peraltadas se ubicaron en el perímetro de cada planta, sirviendo como dinteles y a su vez formando pórticos conjuntamente con columnas y placas.

También se ubicaron en la zona interna donde existían tabiques de manera que no se generara impacto visual a los ocupantes.

Las vigas chatas se ubicaron en zonas donde la tabiquería descansa paralelamente al aligerado (armado en una dirección), variando su ancho dependiendo de la luz libre entre apoyos.

Por necesidades de arquitectura, se requiere que en los linderos se tenga un muro cerrado (evitar vista hacia vecinos), por lo que se decidió considerar vigas en los ejes A y G entre 4 y 5 con tabiques tipo drywall entre ellos.

Las vigas principales tienen una luz máxima de 6.5m, por lo que se podría haber usado vigas de 25x60; sin embargo, se usó 25x75 para respetar la altura de vanos de ventanas y puertas.

2.4 Estructuración de Losas

Definidas las vigas, se procedió con evaluar el tipo de losa y el peralte según la luz libre y ubicación en planta.

Se emplearon losas aligeradas armadas en una dirección en la mayoría de paños a excepción de la zona de la escalera principal y hall de ascensor, donde se usó losa maciza por ubicarse cerca de aberturas. Con esto se logró rigidizar esta zona aportándole de una mayor resistencia en caso de fuerza cortante proveniente del sismo. El techo de la cisterna, cuarto de bombas, cuarto de máquinas y escalera principal serán losas macizas también.

2.5 Estructuración de las Escaleras

Las escaleras fueron losas macizas que se diseñaron únicamente por cargas de gravedad debido a que su aporte frente a sismos no es considerable.

CAPITULO 3. PREDIMENSIONAMIENTO

La etapa de predimensionamiento es una etapa clave en el futuro diseño de los elementos estructurales ya que siempre se busca dar dimensiones primarias que podrían llegar a ser las finales. El predimensionamiento es una recopilación de experiencias pasadas de muchos ingenieros que tratan de velar por la seguridad. En muy contadas ocasiones las dimensiones obtenidas del predimensionamiento han sido modificadas, ya sea por presencia de cargas exigentes o por solicitaciones sísmicas.

3.1 Predimensionamiento de Losas Aligeradas:

Un predimensionamiento utilizado para determinar el espesor de la losa aligerada es dividir entre 25 la luz libre en cuestión.

$$h \geq l_n / 25$$

De este modo, se tendrán losas de 17, 20, 25, 30 y hasta de 40cm de espesor, el ladrillo en estos casos medirá 12, 15, 20 y 25cm de altura.

Dentro de los planos de arquitectura se tiene la luz libre de mayor dimensión en la zona de los dormitorios (ejes A-C y E-G con ejes 5 y 6). En este caso la luz libre es de 7.13m y siguiendo con el criterio de predimensionamiento tendremos $7.13 / 25 = 0.29m$. Con este dato diseñaremos una losa aligerada de 30cm armada en un sentido. En otras zonas de la planta tenemos luces de 4.75m correspondientes al dormitorio principal y sala-comedor, obteniendo de esta manera $4.75 / 25 = 0.19m$ o sea, aligerado de 20cm de espesor.

3.2 Predimensionamiento de Losas Macizas:

El criterio básico para predimensionar una losa maciza es tener en consideración que pesa más que una losa aligerada (ya no hay presencia de ladrillo), sin embargo a pesar de esto, su resistencia a solicitaciones es superior.

Para obtener el espesor de la losa maciza será necesario dividir el perímetro del paño de la losa en cuestión entre 180.

$$h \geq \text{perímetro} / 180$$

En el caso del edificio fue necesario colocar losa maciza en la zona de la escalera principal y ascensor (ejes C al E con 4 y 5) al igual que en la zona de jardines del primer piso (eje A al G con 1 y 2) la rampa vehicular de acceso al sótano.

Siguiendo el criterio de predimensionamiento, para el paño que recibe la escalera principal se necesitará una losa de $(4.8+4.8+1.7+1.7)/180 = 0.07\text{m}$ y que en este caso tomaremos 20cm.

Para la losa superior de la cisterna y cuarto de bombas, que viene a ser un tramo de la rampa de acceso al sótano del edificio, se necesitará una losa de $(5.75+5.75+3.20+3.20)/180 = 0.09\text{m}$ y que en este caso tomaremos 20cm también.

La losa de piso y techo del cuarto de máquinas del ascensor será de 20cm de espesor.

3.3 Predimensionamiento de Vigas Peraltadas:

El peralte de las vigas que reciben cargas de gravedad se predimensiona de la siguiente manera: la luz libre que se tenga entre apoyos será dividida entre 10 o entre 12.

$$h \geq l_n / 10 \text{ ó}$$

$$h \geq l_n / 12$$

Para determinar el ancho de la viga se suele multiplicar el peralte obtenido por 0.3. El ancho no deberá ser menor a esta relación.

$$b \geq h \times 0.3$$

Entre los ejes B y F con 2 y 3 se tiene la mayor luz libre entre apoyos igual a 6.60m, siguiendo con el criterio de predimensionamiento obtenemos $6.60 / 10 = 0.66\text{m}$ ó $6.60 / 12 = 0.55\text{m}$ por lo que se podría usar un peralte de 70cm ó 60cm. Sin embargo se usará un peralte de 75cm para darle al edificio rigidez adicional en la dirección débil (dirección X), además de lograr la altura de dintel requerido por arquitectura.

El ancho necesario para este peralte resulta $0.3 \times 75 = 22.5\text{cm}$ por lo que 25cm es adecuado. En general todas las vigas peraltadas del edificio serán de 25x75cm. Las vigas de los ejes A y B con 4 y la viga del eje A con 4 y 5 son de 20x75cm y 15x75cm respectivamente.

3.4 Predimensionamiento de Columnas:

Cuando predomina la compresión y los momentos flectores son pequeños, se puede dimensionar la sección de las columnas con $\delta = 0.4f'c$ ó $0.35f'c$.

Cuando las cargas son pequeñas, los momentos flectores de gravedad representan excentricidades mayores, por lo que aplicando las expresiones anteriores se pueden obtener expresiones pequeñas.

Por ejemplo para cargas de 100 a 110ton obtendríamos secciones de 1058cm² (25x45cm).

Columna	Area Tributaria (m ²)		Pservicio (ton)
	Típicos	Sótanos	
P1	21.50	29.75	137
P2	30.21	30.21	181
P3	11.84	11.84	71
P4	16.02	27.98	108
P5	15.2	34.44	110

En nuestro caso tenemos columnas P3, P4 y P5 con cargas aproximadas de 71 a 110ton, donde hemos usado secciones de 25x60.

Para las columnas P1 se usó 25x110cm por arquitectura y las columnas P2 se hicieron más anchas pues forman el eje 3 donde está la placa principal.

3.5 Predimensionamiento de Placas:

El predimensionamiento de las placas o muros de corte necesita tener en consideración los efectos del sismo, puesto que su función principal es la de absorber las fuerzas producto de éste.

Según la Norma E-060, el espesor de las placas debe ser menor que las tres condiciones siguientes:

- 1/25 de la altura entre elementos que brinden apoyo lateral a la placa.
- No menor de 150mm.
- 10cm (casos de muros de ductilidad limitada).

El espesor mínimo de las placas en los sótanos no deberá ser menor de 20cm.

Dado que en Y-Y hay muy buena densidad de placas y hay que considerar una junta con los vecinos, planteamos placas de 25cm en el sótano y 20cm desde el nivel 0.00 hacia arriba.

En X-X hay menor cantidad de placas por lo que usaremos muros de 25cm (dada la poca densidad de placas en esta dirección, se pudo usar 30cm).

En resumen se presentan las placas en las dos direcciones del edificio:

Placas en la Dirección X:

- Placa entre los ejes C y D con ejes 4 y 5, de 1.55m de largo y 0.25m de espesor.
- Placa de la caja del Ascensor, de 2.50m de largo y 0.25m de espesor.
- Placa del eje D con eje 3, de 2.75m de largo y 0.25m de espesor (ésta es la más importante pues forma pórtico).

Placas en la Dirección Y:

- Placa en el eje A con ejes 2 al 4, de 0.20m de espesor y 10.30m de largo.
- Placa en el eje A con ejes 5 al 6, de 0.20m de espesor y 7.30m de largo.
- Placa en el eje G con ejes 2 al 4, de 0.20m de espesor y 10.30m de largo.
- Placa en el eje G con ejes 5 al 6, de 0.20m de espesor y 7.30m de largo.
- Placa en el eje C con eje 4, de 0.25m de espesor y 2.80m de largo.
- Placa de la caja del Ascensor en el eje D con eje 4, de 0.25m de espesor y 2.00m de largo.
- Placa de la caja del Ascensor en el eje E con eje 4, de 0.25m de espesor y 2.80m de largo.

De acuerdo a esta distribución de placas, se hará mas adelante un análisis sísmico para poder obtener fuerzas internas y desplazamientos y de acuerdo a eso poder evaluar si las longitudes de las placas son las adecuadas.

3.6 Predimensionamiento de Cisterna:

Para edificios de más de 15 metros de altura, la cisterna deberá cubrir la dotación diaria sin necesidad de considerar el volumen de agua contra incendio (cuyo valor suele ser por lo menos 25m³. En el edificio no se tendrá tanque elevado, por lo que se tendrá un sistema hidroneumático.

Para edificios multifamiliares la dotación de agua es 1200litros/día para un departamento con 3 dormitorios. En este caso, tenemos 10 departamentos de 3 dormitorios, con lo cual se tiene un requerimiento total de 12000 litros/día, equivalente a 12m³/día.

Revisando las dimensiones de la cisterna, vemos que se tiene 3.15m de ancho, 4.75m de largo y 1.1m de altura de agua. Con esto se tiene un volumen de $3.15 \times 4.75 \times 1.1 = 16.45\text{m}^3$, con lo cual se estaría cumpliendo con el requerimiento.

Para definir la altura de la cisterna se deberá verificar que la distancia vertical mínima entre el techo del depósito y el eje del tubo de entrada de agua sea 0.20m, que la distancia vertical entre los ejes del tubo de rebose y el tubo de entrada de agua sea 0.15m y que la distancia vertical entre el eje del tubo de rebose y el máximo nivel de agua sea 0.10m.



CAPITULO 4. METRADO DE CARGAS

El metrado de cargas es una etapa importante dentro del diseño de un edificio. Las cargas de gravedad que existen se clasifican en dos: carga muerta y carga viva. La carga muerta es una carga vertical permanente en la estructura, como por ejemplo el peso propio de los elementos y el piso terminado. La carga viva es la carga que se presenta eventualmente durante el tiempo de servicio de la estructura y se le denomina sobrecarga, en este caso suelen ser equipos, tabiquería móvil, muebles, entre otros.

Algunos parámetros de carga muerta son:

- Losa Aligerada de 20 cm:	300 kg/m ²
- Losa Aligerada de 30 cm:	420 kg/m ²
- Piso Terminado (h=5cm):	100 kg/m ²
- Concreto Armado:	2400 kg/m ³
- Unidad de Albañilería:	1800 kg/m ³
- Agua:	1000 kg/m ³
- Tierra:	1900 kg/m ³

Algunos parámetros de carga viva son:

- Viviendas:	200 kg/m ²
- Azotea:	100 kg/m ²
- Hall y Escaleras:	400 kg/m ²
- Estacionamientos:	250 kg/m ²
- Cuarto de Máquinas:	1000 kg/m ²

4.1 Metrado de Cargas de Losas Aligeradas:

El metrado de losas aligeradas considera una franja tributaria de 40cm igual al espaciamiento entre viguetas.

Carga Muerta:

Peso propio (aligerado h=20cm)	= 300 x 0.4 = 120kg/m = 0.12ton/m
Piso terminado	= 100 x 0.4 = 40kg/m = 0.04ton/m
Peso propio (aligerado h=30cm)	= 420 x 0.4 = 168kg/m = 0.168ton/m
Tabique 1 (t=15cm, h=2.70m)	= 1800 x 0.15 x 2.70 x 0.4 = 291.6kg = 0.292ton
Tabique 2 (t=15cm, h=2.80m)	= 1800 x 0.15 x 2.80 x 0.4 = 302kg = 0.302ton
Tabique 3 (t=15cm, h=2.25m)	= 1800 x 0.15 x 2.25 x 0.4 = 243kg = 0.243ton

Carga Viva:

Sobrecarga (estacionamientos)	= 250 x 0.4 = 100kg/m = 0.10ton/m
Sobrecarga (vivienda)	= 200 x 0.4 = 80kg/m = 0.08ton/m
Sobrecarga (azotea)	= 100 x 0.4 = 40kg/m = 0.04ton/m

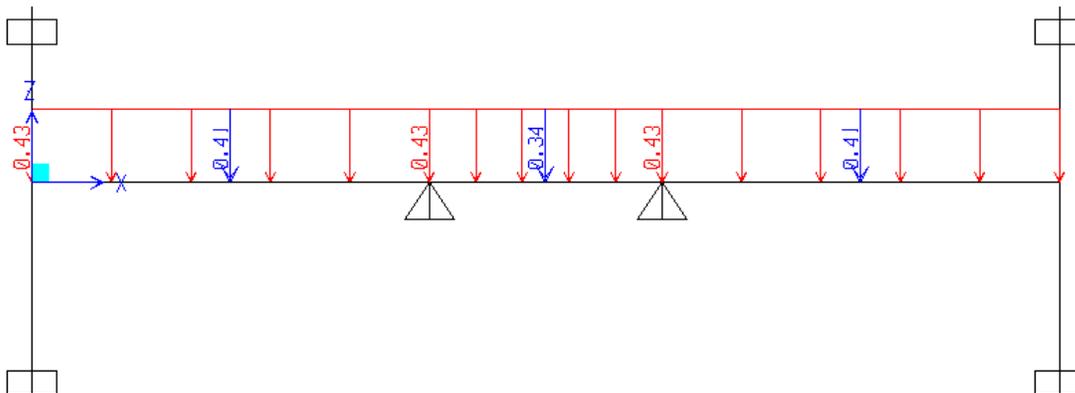
A continuación se presentan diferentes modelos de aligerados donde se aprecia la variación de las condiciones de apoyo y carga vertical.

a. Encofrado Sótano:

Aligerado h = 30, entre ejes A y G con 5 y 6:

Peso propio	= 0.168ton/m
Piso terminado	= 0.04ton/m
<u>Sobrecarga</u>	<u>= 0.08ton/m</u>
$W_u = 1.4 \times (0.168 + 0.04) + 1.7 \times (0.08)$	$= 0.43\text{ton/m}$

Pu (Tabique 1)	= 1.4 x 0.292 = 0.41ton
Pu (Tabique 3)	= 1.4 x 0.243 = 0.34ton



Aligerado h = 20, entre ejes A y F con 2 y 3:

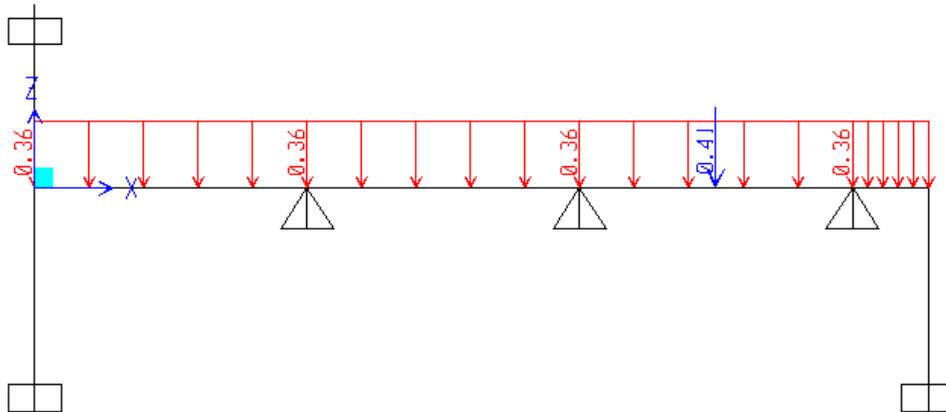
Peso propio = 0.12ton/m

Piso terminado = 0.04ton/m

Sobrecarga = 0.08ton/m

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

$P_u \text{ (Tabique 1)} = 1.4 \times 0.292 = 0.41\text{ton}$



b. Encofrado Típico:

Aligerado h = 30, entre ejes A y C, E y G con 5 y 6:

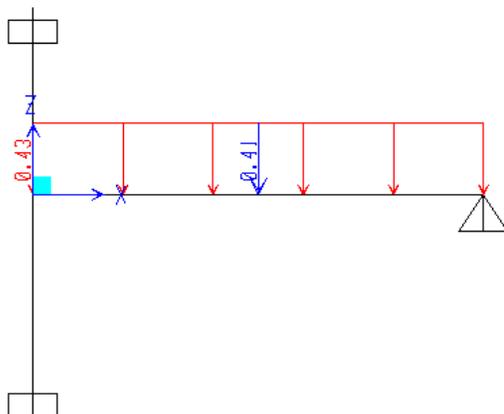
Peso propio = 0.168ton/m

Piso terminado = 0.04ton/m

Sobrecarga = 0.08ton/m

$W_u = 1.4 \times (0.168 + 0.04) + 1.7 \times (0.08) = 0.43\text{ton/m}$

$P_u \text{ (Tabique 1)} = 1.4 \times 0.292 = 0.41\text{ton}$



Aligerado h = 20, entre ejes A y G con 2 y 3:

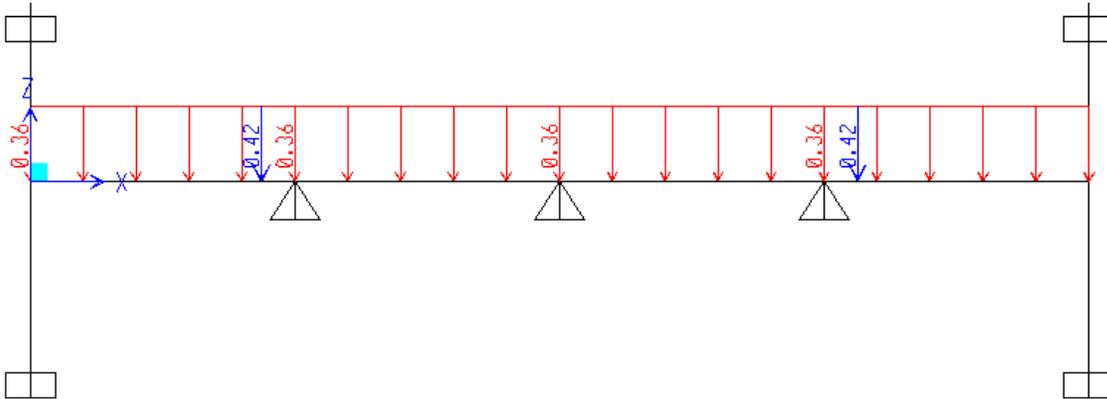
Peso propio = 0.12ton/m

Piso terminado = 0.04ton/m

Sobrecarga = 0.08ton/m

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

$P_u (\text{Tabique 2}) = 1.4 \times 0.302 = 0.42\text{ton}$



4.2 Metrado de Cargas de Losas Macizas:

En el edificio se tienen paños de losa maciza en la zona de jardín e ingreso entre los ejes A y G con 1 y 2, zona de escalera principal y hall de ascensor entre los ejes C y E con 3 y 4 y una rampa vehicular de ingreso al sótano entre los ejes F y G con 1 y 3, correspondientes al encofrado del sótano.

En los encofrados típicos se tiene losa maciza únicamente en la zona de escalera principal y hall de ascensor.

El metrado de losas macizas considera una franja tributaria de un metro de longitud.

Carga Muerta:

Peso propio = $2400 \times 0.2 \times 1.0 = 480\text{kg/m} = 0.48\text{ton/m}$

Piso terminado = $100 \times 1.0 = 100\text{kg/m} = 0.10\text{ton/m}$

Carga Viva:

Sobrecarga (estacionamientos) = $250 \times 1.0 = 250\text{kg/m} = 0.25\text{ton/m}$

Sobrecarga (vivienda) = $200 \times 1.0 = 200\text{kg/m} = 0.20\text{ton/m}$

Sobrecarga (hall) = $400 \times 1.0 = 400\text{kg/m} = 0.40\text{ton/m}$

$W_{u1} = 1.4 \times (0.48+0.10) + 1.7 \times (0.25) = 1.23\text{ton/m}$

$W_{u2} = 1.4 \times (0.48+0.10) + 1.7 \times (0.20) = 1.15\text{ton/m}$

$W_{u3} = 1.4 \times (0.48+0.10) + 1.7 \times (0.40) = 1.49\text{ton/m}$

4.3 Metrado de Cargas de Vigas Chatas:

Se considera que las vigas chatas reciben cargas verticales provenientes de su peso propio, tabiquería, una pequeña fracción de piso terminado y sobrecarga.

Carga Muerta:

Peso propio (h=30cm)	= 2400 x 0.4 x 0.3 = 288kg/m = 0.29ton/m
Piso terminado	= 100 x 0.4 = 40kg/m = 0.04ton/m
Peso propio (h=20cm)	= 2400 x 0.4 x 0.2 = 192kg/m = 0.19ton/m
Tabique 1 (t=15cm, h=2.70m)	= 1800 x 0.15 x 2.70 = 729kg/m = 0.73ton/m
Tabique 2 (t=15cm, h=2.80m)	= 1800 x 0.15 x 2.80 = 756kg/m = 0.76ton/m
Tabique 3 (t=15cm, h=2.25m)	= 1800 x 0.15 x 2.25 x 0.4 = 243kg = 0.24ton

Carga Viva:

Sobrecarga (vivienda) = 200 x 0.4 = 80kg/m = 0.08ton/m

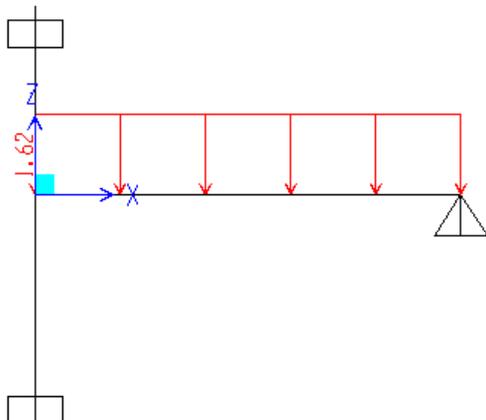
A continuación se presentan diferentes modelos de aligerados donde se aprecia la variación de las condiciones de apoyo y carga vertical.

a. Encofrado Sótano:

Viga Chata V-3 (.40x.30):

Peso propio	= 0.29ton/m
Piso terminado	= 0.04ton/m
Tabique 1	= 0.73ton/m
<u>Sobrecarga</u>	<u>= 0.08ton/m</u>

$W_u = 1.4 \times (0.29 + 0.04 + 0.73) + 1.7 \times (0.08) = 1.62\text{ton/m}$



Viga Chata V-6 (.40x.20):

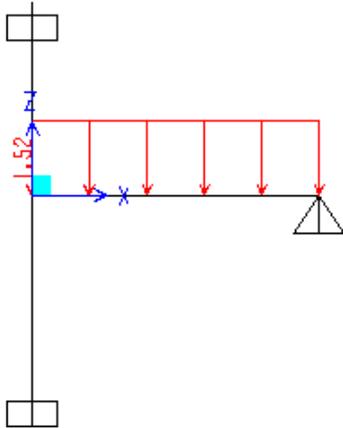
Peso propio = 0.19ton/m

Piso terminado = 0.04ton/m

Tabique 2 = 0.76ton/m

Sobrecarga = 0.08ton/m

$$W_u = 1.4 \times (0.19 + 0.04 + 0.76) + 1.7 \times (0.08) = 1.52\text{ton/m}$$



b. Encofrado Típico:

Viga Chata V-2 (.40x.30):

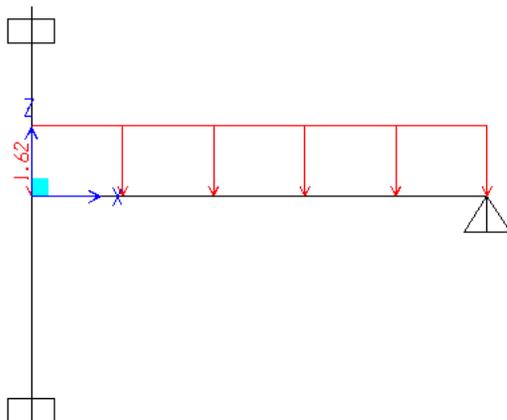
Peso propio = 0.29ton/m

Piso terminado = 0.04ton/m

Tabique 1 = 0.73ton/m

Sobrecarga = 0.08ton/m

$$W_u = 1.4 \times (0.29 + 0.04 + 0.73) + 1.7 \times (0.08) = 1.62\text{ton/m}$$



Viga Chata V-5 (.40x.20):

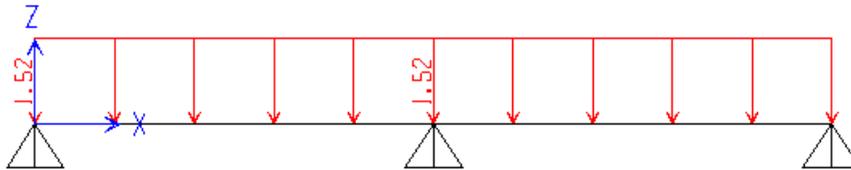
Peso propio = 0.19ton/m

Piso terminado = 0.04ton/m

Tabique 1 = 0.76ton/m

Sobrecarga = 0.08ton/m

$Wu = 1.4 \times (0.19 + 0.04 + 0.76) + 1.7 \times (0.08) = 1.52\text{ton/m}$



4.4 Metrado de Cargas de Vigas Peraltadas:

Las vigas peraltadas reciben las cargas verticales que le son transmitidas a través del aligerado. Su peso propio y tabiques actúan directamente sobre ellas, se considera una franja tributaria igual a la mitad de cada paño del aligerado que la viga esté cargando.

A continuación se muestra el metrado de la viga V-7 (.25x.75) del eje F del encofrado típico:

Tramo1:

Peso propio = $2400 \times 0.25 \times 0.75 = 450\text{kg/m} = 0.45\text{ton/m}$

Aligerado (h=20cm) = $300 \times (4.63 + 4.75)/2 = 1407\text{kg/m} = 1.41\text{ton/m}$

Piso terminado = $100 \times [(4.63 + 4.75)/2 + 0.25] = 494\text{kg/m} = 0.49\text{ton/m}$

Tabique = $1800 \times 0.25 \times 2.25 = 1013\text{kg/m} = 1.01\text{ton/m}$

Sobrecarga = $200 \times [(4.63 + 4.75)/2 + 0.25] = 988\text{kg/m} = 0.99\text{ton/m}$

$Wu1 = 1.4 \times (0.45 + 1.41 + 0.49 + 1.01) + 1.7 \times (0.99) = \mathbf{6.39\text{ton/m}}$

$Wu2 = 1.4 \times (0.45 + 1.41 + 0.49) + 1.7 \times (0.99) = \mathbf{4.97\text{ton/m}}$

Tramo2:

Peso propio = $2400 \times 0.25 \times 0.75 = 450\text{kg/m} = 0.45\text{ton/m}$

Aligerado (h=20cm) = $300 \times (4.63 + 2.25)/2 = 1032\text{kg/m} = 1.03\text{ton/m}$

Piso terminado = $100 \times [(4.63 + 2.25)/2 + 0.25] = 369\text{kg/m} = 0.37\text{ton/m}$

Sobrecarga = $200 \times [(4.63 + 2.25)/2 + 0.25] = 738\text{kg/m} = 0.74\text{ton/m}$

$Wu3 = 1.4 \times (0.45 + 1.03 + 0.37) + 1.7 \times (0.74) = \mathbf{3.85\text{ton/m}}$

Peso propio = $2400 \times 0.25 \times 0.75 = 450\text{kg/m} = 0.45\text{ton/m}$
 Aligerado (h=20cm) = $300 \times (3.68 + 2.25)/2 = 890\text{kg/m} = 0.89\text{ton/m}$
 Piso terminado = $100 \times [(3.68 + 2.25)/2 + 0.25] = 322\text{kg/m} = 0.32\text{ton/m}$
Sobrecarga = $200 \times [(3.68 + 2.25)/2 + 0.25] = 643\text{kg/m} = 0.64\text{ton/m}$
 $Wu4 = 1.4 \times (0.45 + 0.89 + 0.32) + 1.7 \times (0.64) = 3.42\text{ton/m}$

Carga puntual sobre Viga V-7 proveniente de corte 6'-6' y corte 6-6:

Corte 6'-6':

Peso propio = $2400 \times 0.15 \times 0.75 = 270\text{kg/m} = 0.27\text{ton/m}$
 Aligerado (h=20cm) = $300 \times (3.68)/2 = 552\text{kg/m} = 0.55\text{ton/m}$
 Piso terminado = $100 \times [(3.68)/2 + 0.25] = 199\text{kg/m} = 0.20\text{ton/m}$
 Tabique = $1800 \times 0.15 \times 2.25 = 608\text{kg/m} = 0.61\text{ton/m}$
Sobrecarga = $200 \times [(3.68)/2 + 0.25] = 368\text{kg/m} = 0.37\text{ton/m}$

$Wu = 1.4 \times (0.27 + 0.55 + 0.20 + 0.61) + 1.7 \times (0.37) = 2.91\text{ton/m}$

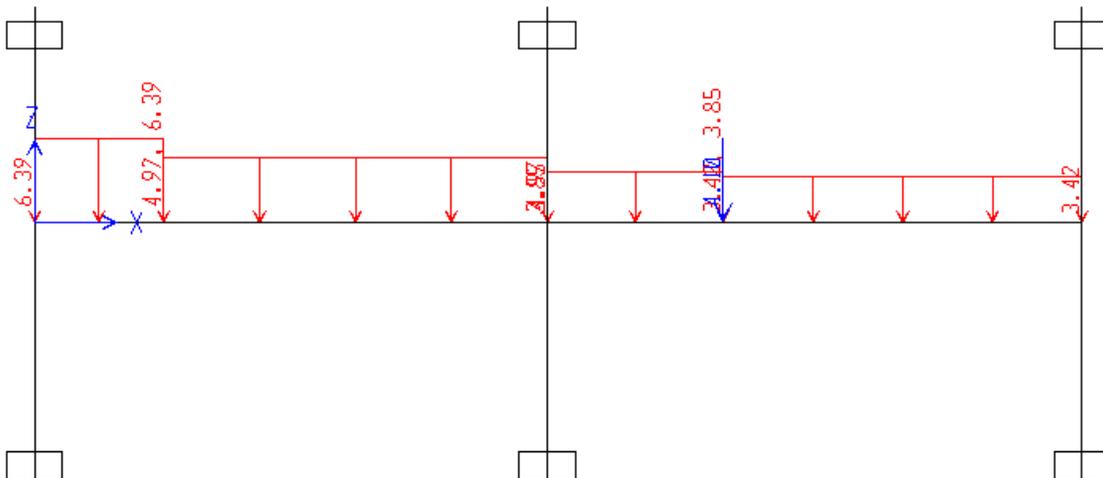
$Pu1 = Wu \times Ln / 2 = 2.91 \times 3.85 / 2 = 5.58\text{ton}$

Corte 6-6:

Peso propio = $2400 \times 0.20 \times 0.75 = 360\text{kg/m} = 0.36\text{ton/m}$
 Tabique = $1800 \times 0.15 \times 2.25 = 608\text{kg/m} = 0.61\text{ton/m}$

$Wu = 1.4 \times (0.36 + 0.61) = 1.36\text{ton/m}$

$Pu = (Wu \times Ln / 2) + (Pu1 \times L1 / Ln) = (1.36 \times 4.63 / 2) + (5.58 \times 0.8 / 4.63) = 4.10\text{ton}$



4.5 Metrado de Cargas de Columnas:

Se realizó el metrado de cargas de la columna P2 (.50x.50) (eje F con eje 3) con su área tributaria, dentro de la cual se consideró el peso propio, aligerado, piso terminado, tabiques, vigas y sobrecarga.

Columna P2 (.50x.50):

$$\text{Area tributaria} = (3.2 \times 0.7) + (3.7 \times 3.1) + (5 \times 3.3) = 30.21\text{m}^2.$$

5to Piso:

Peso propio	= 2400 x 0.5 x 0.5 x 3.0	= 1800kg
Aligerado (h=20cm)	= 300 x {30.21 - 0.4x(4.63+4.75)/2 - 0.25x[(6.4+6.6+4.63+3.50)/2 - 0.25] - 0.15x(4.63)/2 - (0.5x0.5)}	= 7548kg
Piso terminado	= 100 x (30.21 - 0.5x0.5)	= 2996kg
Vigas (.40x.20)	= 2400 x 0.4 x 0.2 x (4.63+4.75)/2	= 900kg
Vigas (.25x.75)	= 2400 x 0.25 x 0.75 x [(6.4+6.6+4.63+3.5)/2 - 0.25]	= 4642kg
Vigas (.20x.75)	= 2400 x 0.20 x 0.75 x (4.63)/2	= 833kg
Sobrecarga (azotea)	= 100 x 30.21	= 3021kg

Sótano al 4to Piso:

Peso propio	= 2400 x 0.5 x 0.5 x 3.0	= 1800kg
Aligerado (h=20cm)	= 300 x {30.21 - 0.4x(4.63+4.75)/2 - 0.25x[(6.4+6.6+4.63+3.5)/2 - 0.25] - 0.15x(4.63)/2 - (0.5x0.5)}	= 7548kg
Piso terminado	= 100 x (30.21 - 0.5x0.5)	= 2996kg
Vigas (.40x.20)	= 2400 x 0.4 x 0.2 x (4.63+4.75)/2	= 900kg
Vigas (.25x.75)	= 2400 x 0.25 x 0.75 x [(6.4+6.6+4.63+3.5)/2 - 0.25]	= 4642kg
Vigas (.20x.75)	= 2400 x 0.20 x 0.75 x (4.63)/2	= 833kg
Sobrecarga	= 200 x (30.21 - 0.5x0.5)	= 5992kg
Tabiquería 1	= 1800 x 0.15 x 2.80 x (3.65+2.35+1.55+0.35+0.85+0.55+1.65+0.1)	= 8354kg
Tabiquería 2	= 1800 x 0.15 x 2.25 x (0.9+0.4)	= 790kg
Tabiquería 3	= 1800 x 0.25 x 2.25 x (0.75+0.25+0.55)	= 1569kg

TOTAL:

Peso propio	= 6 x 1800	= 10800kg
-------------	------------	-----------

Aligerado (h=20cm)	= 6 x 7548	= 45228kg
Piso terminado	= 6 x 2296	= 17976kg
Vigas (.40x.20)	= 6 x 900	= 5400kg
Vigas (.25x.75)	= 6 x 4642	= 27852kg
Vigas (.20x.75)	= 6 x 833	= 4998kg
Sobrecarga	= 3021 + (5 x 5992)	= 32981kg
Tabiquería 1	= 5 x 8354	= 41770kg
Tabiquería 2	= 5 x 790	= 3950kg
Tabiquería 3	= 5 x 1569	= 7845kg

$P_{cm} = 165819\text{kg} = 166\text{ton}$ $P_{cv} = 32981\text{kg} = 33\text{ton}$

Se verifica el peso en ton/m²:

$$(P_{cm} + P_{cv}) / (\# \text{ de Pisos} \times \text{Area Tributaria}) = (165.82 + 32.98) / (6 \times 30.21) = 1.09\text{ton/m}^2.$$

4.6 Metrado de Cargas de Placas:

Se realizó el metrado de cargas de la Placa 5 (2.75x.25) (eje D con eje 3) con su área tributaria, dentro de la cual se consideró el peso propio, aligerado, piso terminado, tabiques, vigas y sobrecarga.

Placa 5 (2.75x.25):

$$\text{Area tributaria} = (5.0 \times 6.4/2) + (5.25 \times 1.1) + (1 \times 0.25) - (2 \times 1.1 \times 0.2) = 21.59\text{m}^2.$$

5to Piso:

Peso propio	= 2400 x (2.75x0.25 + 0.30x0.25) x 3.0	= 5490kg
Aligerado (h=20cm)	= 300 x [(5x6.4/2) - 0.4x4.75 - 0.25x3.2]	= 3990kg
Piso terminado	= 100 x (21.59 - 3.05x0.25)	= 2082.75kg
Losa Maciza (h=20cm)	= 2400 x 0.20 x (4.80x1.70/2 - 2x1.1x0.2)	= 1747kg
Vigas (.40x.20)	= 2400 x 0.4 x 0.2 x 4.75	= 912kg
Vigas (.25x.75)	= 2400 x 0.25 x 0.75 x (6.4/2 + 3.5 + 0.85)	= 3398kg
Vigas (.20x.75)	= 2400 x 0.20 x 0.75 x 0.85	= 306kg
Sobrecarga (azotea)	= 100 x 21.59	= 2159kg

Sótano al 4to Piso:

Peso propio	= 2400 x (2.75x0.25 + 0.30x0.25) x 3.0	= 5490kg
-------------	--	----------

Aligerado (h=20cm)	= 300 x [(5x6.4/2) - 0.4x4.75 - 0.25x3.2]	= 3990kg
Piso terminado	= 100 x (21.59 - 3.05x0.25)	= 2082.75kg
Losa Maciza (h=20cm)	= 2400 x 0.20 x (4.80x1.70/2 - 2x1.1x0.2)	= 1747kg
Vigas (.40x.20)	= 2400 x 0.4 x 0.2 x 4.75	= 912kg
Vigas (.25x.75)	= 2400 x 0.25 x 0.75 x (6.4/2 + 3.5 + 0.85)	= 3398kg
Vigas (.20x.75)	= 2400 x 0.20 x 0.75 x 0.85	= 306kg
Sobrecarga	= 200 x (5x6.4/2 + 2.0x0.25 +0.55x0.25 + 0.55x0.20) + 400 x (4.80x1.7/2 - 2x1.1x0.2 - 0.3x0.25)	= 4775.5kg
Tabiquería 1	= 1800 x 0.15 x 2.80 x (2.38+2.38+0.8+0.8+0.3+ 0.3+2.45)	= 7114kg
Tabiquería 2	= 1800 x 0.15 x 2.25 x (0.4+0.4)	= 486kg
Tabiquería 3	= 1800 x 0.25 x 2.25 x (0.55+0.1+0.55+0.1+3.2)	= 4556kg

TOTAL:

Peso propio	= 6 x 5490	= 32940kg
Aligerado (h=20cm)	= 6 x 3990	= 23940kg
Piso terminado	= 6 x 2082.75	= 12497kg
Losa Maciza (h=20cm)	= 6 x 1747	= 10482kg
Vigas (.40x.20)	= 6 x 912	= 5472kg
Vigas (.25x.75)	= 6 x 3398	= 20388kg
Vigas (.20x.75)	= 6 x 306	= 1836kg
Sobrecarga	= 2159 + (5 x 4775.5)	= 26036.5kg
Tabiquería 1	= 5 x 7114	= 35570kg
Tabiquería 2	= 5 x 486	= 2430kg
Tabiquería 3	= 5 x 4556	= 22780kg

Pcm = 168335kg = 168ton

Pcv = 26036.5kg = 26ton

Se verifica el peso en ton/m²:

(Pcm + Pcv) / (# de Pisos x Area Tributaria) = (168.34 + 26.04) / (6 x 21.59) = 1.50ton/m².

4.7 Metrado de Cargas del Piso Típico:

Tabiquería 1 (e=0.15m)	= [1800 x 0.15 x (3 - 0.30) x (17.68)] x 2	=25777kg
Tabiquería 2 (e=0.15m)	= [1800 x 0.15 x (3 - 0.75) x (9.53)] x 2	=11578kg
Tabiquería 3 (e=0.15m)	= [1800 x 0.15 x (3 - 0.20) x (21.73)] x 2	=32855kg
Tabiquería 4 (e=0.25m)	= [1800 x 0.25 x (3 - 0.75) x (7.98)] x 2	=16159kg
Tabiquería 5 (e=0.25m)	= [1800 x 0.25 x (3 - 0.75) x (6.40)]	=6480kg
Tabiquería 6 (e=0.25m)	= [1800 x 0.25 x (3 - 0.60) x (2.25)]	=2430kg
Viga V-1	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (7.125)] x 2	=6412kg
Corte 1-1	= [2400 x 0.10 x 0.75 x (2.10)]	=378kg
Viga V-2	= [2400 x 0.40 x 0.30 x (7.125)] x 2	=4104kg
Viga V-3	= [2400 x 0.25 x 0.60 x (3.45)]	=1242kg
Corte 10-10	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (6.88)] x 2	=6192kg
Corte 6-6	= [2400 x 0.20 x 0.75 x (4.63)] x 2	=3333kg
Viga V-4	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (15.76)]	=7092kg
Viga V-5	= [2400 x 0.40 x 0.20 x (9.50)]	=1824kg
Viga V-6	= [2400 x 0.40 x 0.20 x (9.50)] x 2	=1777kg
Corte 3-3,3'-3'	= [2400 x 0.20 x 0.75 x (18.76)]	=6753kg
Corte 9-9	= [2400 x 0.40 x 0.20 x (2.25)] x 2	=864kg
Corte 13-13	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (3.85)] x 2	=3465kg
Corte 6'-6'	= [2400 x 0.15 x 0.75 x (3.85)] x 2	=2079kg
Viga V-7	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (13)] x 2	=11700kg
Viga V-8	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (8.60)] x 2	=7740kg
Viga V-9	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (6.40)]	=2880kg
Corte 7-7	= [2400 x 0.25 x 0.75 x (1.70)]	=765kg
Corte 8-8	= [2400 x 0.20 x 0.75 x (1.70)]	=612kg
Columna C-6	= 2400 x 0.25 x 0.70 x (3)	=1260kg
Columna E-6	= 2400 x 0.25 x 0.70 x (3)	=1260kg
Columna C-5	= 2400 x 0.25 x 0.60 x (3)	=1080kg
Columna B-5	= 2400 x 0.25 x 0.70 x (3)	=1260kg
Columna E-5	= 2400 x 0.25 x 0.60 x (3)	=1080kg
Columna F-5	= 2400 x 0.25 x 0.70 x (3)	=1260kg
Columna B-3	= 2400 x 0.50 x 0.50 x (3)	=1800kg
Columna F-3	= 2400 x 0.50 x 0.50 x (3)	=1800kg
Columna B-2	= 2400 x 1.10 x 0.25 x (3)	=1980kg

Columna D-2	= 2400 x 1.10 x 0.25 x (3)	=1980kg
Columna F-2	= 2400 x 1.10 x 0.25 x (3)	=1980kg
Placa A/5-6	= 2400 x 0.20 x 7.6 x (3)	=10944kg
Placa G/5-6	= 2400 x 0.20 x 7.6 x (3)	=10944kg
Placa A/2-4	= 2400 x 0.20 x 10.85 x (3)	=15624kg
Placa G/2-4	= 2400 x 0.20 x 10.85 x (3)	=15624kg
Placa Escalera	= 2400 x 0.25 x 4.25 x (3)	=7650kg
Placa Ascensor	= [(2400 x 0.20 x 6.1) + (2400 x 0.25 x 0.95)] x 3	=10494kg
Placa D-3	= 2400 x 0.25 x 2.95 x (3)	=5310kg
Aligerado h=30cm	= [(420 x 7.125 x 4.95) + (420 x 7.125 x 1.75)] x 2	=40099kg
Aligerado 1 (h=20cm)	= [300 x ([3.68 x 3.85] + [4.63 x 2.90] + [0.25 x 0.25] + [4.63 x 2.80] + [4.63 x 4.10] + [4.75 x 1.50] + [4.75 x 5.40])] x 2	=55352kg
Aligerado 2 (h=20cm)	= [300 x ([2.25 x 2.23] + [2.25 x 2.63])] x 2 + 300 x 2.25 x 1.70	=7708kg
Piso terminado	= 100 x [(176.13 x 2) + 19.58]	=37184kg
Sobrecarga (25%)	= 200 x [(176.13 x 2) + 19.58] x 0.25	=18592kg

Se verifica el peso en ton/m²:

Peso total / Area Total = 416756 / 389.04 = 1.07ton/m².

CAPITULO 5. ANÁLISIS SISMICO

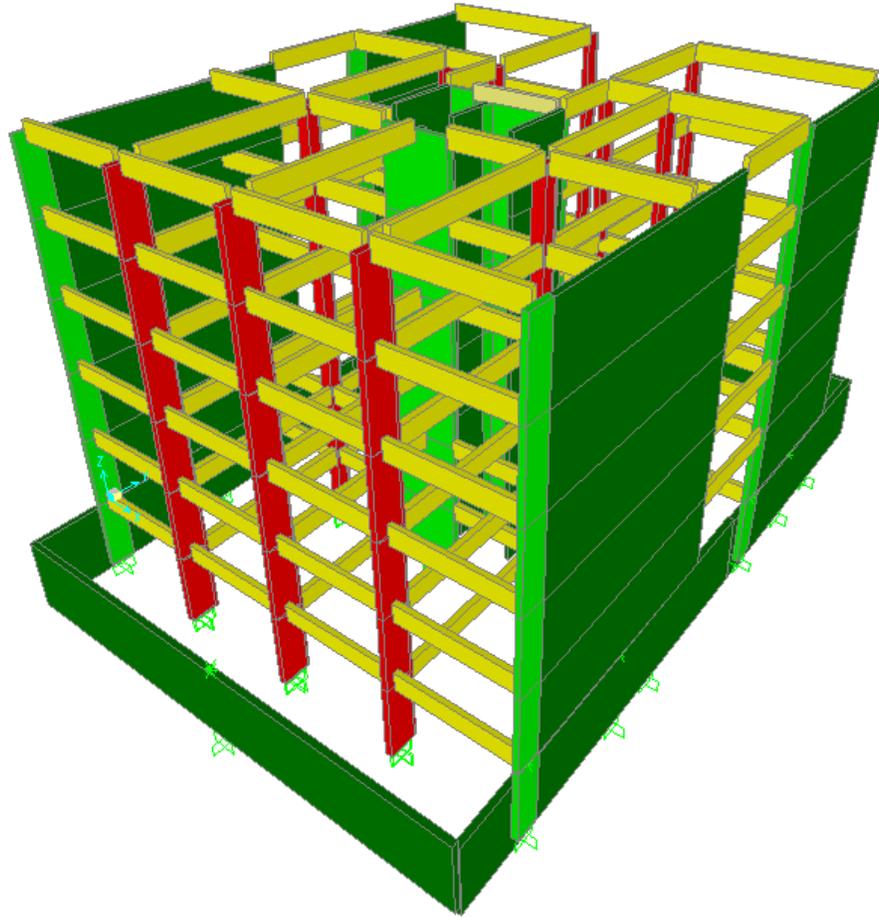
La herramienta para el análisis estructural utilizado es el programa SAP 2000 v10, siendo el tipo de análisis pseudo-tridimensional, trabajando por separado los pórticos que reciben el sismo en la dirección X y en la dirección Y anexándolos luego con diafragmas rígidos diferentes en cada nivel.

Se considerarán las fuerzas provenientes de los parámetros de la Norma Peruana Sismorresistente E-030.

5.1 Modelo Estructural del Edificio:

- El origen de coordenadas se consideró en la intersección de los ejes A y 2.
- La altura de entrepiso es de 3.0m, la altura de entrepiso del sótano y primer piso es de 3.20m, siendo el peralte de las vigas de 0.75m.
- La altura del edificio incluyendo el sótano será de 18.4m, considerando libertad de desplazamiento a los 5 pisos.
- En el modelo se considera el sótano como un nivel cuyos nudos no se moverán en ninguna de las dos direcciones X e Y, pero podrán girar libremente y desplazarse verticalmente.
- Cada piso tendrá la misma ubicación del centro de gravedad por no tener reducciones en planta ni cambios en la arquitectura, es en este punto donde se colocará la masa de cada piso uniéndola al diafragma rígido del piso.
- El peso de cada nivel será calculado como la suma del 100% de la carga muerta más el 25% de la carga viva, considerando que es una edificación de categoría C (según la Norma E-030). Este valor por lo general se estima y se verifica en 1ton/m².

Los muros del sótano de la fachada anterior y posterior no se han incluido en el modelo, sino solamente la zona que sube 5 pisos, pero en estos elementos (columnas y placas) se ha considerado el sótano, restringiendo el desplazamiento lateral en el nivel 0.00.



Modelo Estructural del Edificio (SAP2000 v10)

- Se calcula la masa traslacional como el peso del piso dividido entre la aceleración de la gravedad.
- Se calcula la masa rotacional como la masa traslacional multiplicada por la suma de inercias centroidales (momento polar) divididos entre el área de cada piso.
- Las inercias centroidales son consideradas I_{xx} , I_{yy} .

Para los pisos típicos se tiene:

En el Capítulo 4 (Metrado de Cargas) se obtuvo del metrado para el piso típico, el peso equivalente a 1.07ton/m^2 .

$$\text{Peso} = 1.07\text{ton/m}^2 \times 389\text{m}^2 = 416\text{ton}$$

$$\text{Masa Traslacional} = 416 / 9.81 = 42 \text{ ton}\cdot\text{seg}^2/\text{m}$$

$$I_{xx} = 15930\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 13858.7\text{m}^4$$

$$\text{Masa Rotacional} = [(15930 + 13858.7) / 416] \times 42 = 3007 \text{ ton.seg}^2.\text{m}$$

No se ha considerado masa en el nivel 0.00.

Para la azotea se tiene:

$$\text{Peso} = 330\text{ton}$$

$$\text{Masa Traslacional} = 330 / 9.81 = 34 \text{ ton.seg}^2/\text{m}$$

$$I_{xx} = 15930\text{m}^4$$

$$I_{yy} = 13858.7\text{m}^4$$

$$\text{Masa Rotacional} = [(15930 + 13858.7) / 330] \times 34 = 2708 \text{ ton.seg}^2.\text{m}$$

Se muestra a continuación la tabla de masas traslacionales y rotacionales así como los pesos de cada piso.

PISO	PESO (ton)	MASA TRASLACIONAL (ton.seg ² /m)	MASA ROTACIONAL (ton.seg ² .m)
1ero al 4to	389	42	3007
5to	330	34	3069
Total	1886		

5.2 Parámetros Sísmicos:

Según la Norma Peruana Sismorresistente E-030, para realizar el análisis estático y dinámico de la estructura se necesitan de diversos factores conocidos como parámetros sísmicos: Z, U, C, S, R, P, con los cuales se define un espectro inelástico de pseudo aceleraciones, el cual tiene la siguiente expresión:

$$S_a = (ZUCS)/R \times g$$

a. Factor de Zona (Z):

El edificio se encuentra en la ciudad de Lima, según la Norma corresponde a la zona de clasificación 3 con lo cual se toma en cuenta el alto índice de sismicidad, el factor de zona para el edificio será de **0.4**.

b. Factor de Suelo (S):

El perfil del suelo donde se cimentará el edificio es la grava típica de Lima, suelo muy rígido con capacidad portante de 4kg/cm^2 , éste corresponde a un tipo de suelo S1.

El factor S entonces será de **1.0** y T_p (período de corte) será **0.4**.

c. Categoría de la Edificación y Factor de Uso (U):

La categoría del edificio corresponde a la C (“edificaciones menores”) por ser un edificio de viviendas y cuya falla ocasionaría pérdidas de cuantía intermedia. El factor de Uso entonces será de $U = 1.0$.

d. Factor de Amplificación Sísmica (C):

Este factor se define como la amplificación entre la respuesta estructural del edificio respecto de la aceleración del suelo.

Este factor se calcula tanto para la dirección X como la dirección Y teniendo la siguiente expresión:

$C = 2.5 \times (T_p/T)$, el factor C no puede ser nunca mayor que 2.5. T_p el período de corte del suelo y T el período fundamental de la estructura.

e. Configuración Estructural:

Para determinar si una estructura es regular o irregular en planta o en altura existen diversos criterios a tomar en cuenta, estos son:

- Irregularidad de Rigidez - Piso Blando: Cuando existe una disminución de elementos verticales que resisten el sismo en el primer piso de una edificación, los resultados suelen ser caóticos. Este problema no existe en el edificio.
- Irregularidad de Masa: Todos los pisos son típicos, cada uno tiene por ende la misma masa a excepción del último (azotea), no existe por lo tanto esta irregularidad.
- Irregularidad Geométrica Vertical: Todas las dimensiones de los elementos verticales en planta son iguales a través de todos los pisos por lo que no existe esta irregularidad.
- Discontinuidad en los elementos resistentes: En el edificio todos los elementos sismorresistentes van desde el sótano al 5to piso, no hay discontinuidad.

- Irregularidad Torsional: Cuando el desplazamiento promedio de algún entrepiso excede el 50% del máximo permisible (indicado en la tabla N° 8 del Art. 15 de la Norma E-030) y además se tiene un desplazamiento relativo máximo de entrepiso mayor a 1.3 veces el promedio de este desplazamiento relativo máximo con el desplazamiento relativo que simultáneamente se obtiene en el extremo opuesto, se presentará irregularidad torsional.
- Esquina Entrante: Si existen aberturas mayores al 20% de la longitud total en cada dirección de la planta, se considerará entonces la presencia de esquina entrante. En este caso, el edificio presenta en planta una abertura mayor al 20% en ambas direcciones.
- Discontinuidad del Diafragma: El edificio no presenta este tipo de irregularidad, la continuidad del diafragma existe en todos los pisos.

El edificio al presentar irregularidades en planta como “esquina entrante”, será calificado como una **estructura irregular** en ambas direcciones.

f. Sistema Estructural y Coeficiente de Reducción Sísmica (R):

El sistema estructural en la dirección X es en base a muros de corte ó placas de concreto armado. Se considera lo mismo para la dirección Y. En ambas direcciones se tomará el valor de $R = 4.5$, siendo modificado el valor de 6 por 0.75 debido a la irregularidad que se presenta en planta (esquina entrante).

5.3 Análisis Dinámico:

Se realizó el análisis Dinámico del modelo del edificio en el programa SAP 2000 considerando el espectro inelástico de pseudo aceleraciones visto anteriormente en el acápite 5.2.

Se obtuvieron los modos de vibración, períodos y porcentajes de masa efectiva en cada dirección:

Modo	T (seg)	Porcentaje masa Efectiva	
		Dirección X	Dirección Y
1	0.585	79.16%	0.00%
2	0.158	14.41%	0.023%
3	0.157	0.005%	75.45%
4	0.142	0.010%	0.035%
5	0.074	4.56%	0.00%
6	0.047	1.51%	0.00%
7	0.043	0.00%	19.16%
8	0.039	0.00%	0.008%

Del cuadro se observa que los modos más importantes para el análisis en la dirección X son los modos 1 y 2, cuya suma de porcentajes de masa efectiva es 93.57%. En la dirección Y los modos más importantes son los modos 3 y 7 con los cuales se obtiene 94.61%.

El período fundamental de la estructura en la dirección X está definido por el modo 1 y en la dirección Y por el modo 3.

Con ambos períodos se evaluará la fuerza cortante en la base del edificio en el análisis estático:

$$T_x = 0.58s.$$

$$T_y = 0.15s.$$

5.4 Fuerza Cortante Basal:

Del análisis Dinámico por superposición modal se obtuvieron las siguientes fuerzas cortantes (en ambas direcciones) en la base del edificio.

$$V_x = 229\text{ton.}$$

$$V_y = 320\text{ton.}$$

La fuerza cortante mínima en la base para cada dirección será el 90% de la fuerza cortante hallada en el análisis estático.

5.5 Análisis Estático:

La fuerza cortante en la base del edificio se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$V = ZUCS/R \times P \quad \text{siendo } C/R \geq 0.125$$

Los valores de los parámetros se conocen: $Z=0.4$, $U=1.0$, $S=1.0$, $R_x=4.5$, $R_y=4.5$

Por otro lado:

$$C_x = 1.695$$

$$C_y = 2.50$$

$P = 1846\text{ton}$, es el peso total del edificio.

Así tendremos $V_x = 15.07\%P = 278\text{ton}$ y $V_y = 22.22\%P = 410\text{ton}$.

La fuerza cortante mínima en cada dirección será:

$$V_x = 0.9 \times 278 = 250\text{ton.}$$

$$V_y = 0.9 \times 410 = 369\text{ton.}$$

Con esto vemos que será necesario amplificar los valores de las fuerzas cortantes del análisis dinámico por un factor de 1.09 en la dirección X y 1.15 en la dirección Y.

Todos los valores del modelo como momentos flectores, fuerzas cortantes y cargas axiales deberán amplificarse por estos factores.

5.6 Desplazamientos Laterales:

Del análisis dinámico se hallaron los desplazamientos laterales elásticos del edificio, según la Norma E-030 estos valores serán multiplicados por el factor de reducción sísmica “R” y adicionalmente por 0.75. También se indica que la deriva máxima de entrepiso (desplazamiento relativo de entrepiso entre la altura de entrepiso) no deberá exceder de 0.007, por tratarse de un edificio de concreto armado. A continuación se muestran los desplazamientos para las direcciones X e Y medidos en el cruce de los ejes 6 y G:

DESPLAZAMIENTOS EN X					
NIVEL	Dabs m	Desp Abs. Inelástico cm	Drel. cm	h entrepiso cm	Deriva entrepiso
5	0.01828	6.17	1.11	300	0.0037
4	0.01500	5.06	1.29	300	0.0043
3	0.01117	3.77	1.42	300	0.0047
2	0.00695	2.35	1.37	300	0.0046
1	0.00290	0.98	0.98	320	0.0031

DESPLAZAMIENTOS EN Y					
NIVEL	Dabs m	Desp Abs. Inelástico cm	Drel. cm	h entrepiso cm	Deriva entrepiso
5	0.00197	0.66	0.14	300	0.0005
4	0.00154	0.52	0.15	300	0.0005
3	0.00109	0.37	0.15	300	0.0005
2	0.00064	0.21	0.13	300	0.0004
1	0.00025	0.08	0.08	320	0.0003

En ambas direcciones se está cumpliendo con el límite de la Norma E-030 respecto a la máxima deriva de entrepiso. Para la dirección X se tiene una deriva máxima de 0.0047 y para la dirección Y una deriva máxima de 0.0005.

5.7 Giros en Planta:

Del La Norma E-030 indica un criterio para tomar en cuenta la “Irregularidad Torsional” como ya se ha visto en el acápite “5.2-e”. Se muestran a continuación los giros en planta en ambas direcciones X e Y:

GIROS EN X					
NIVEL	Drel. 1 cm	Drel. 2 cm	Drel. Promedio cm	Drel. Prom. / h entrepiso	Drel. 1 / Drel. Prom.
5	1.11	1.07	1.09	0.0036	1.02
4	1.29	1.26	1.28	0.0043	1.01
3	1.42	1.39	1.41	0.0047	1.01
2	1.37	1.34	1.36	0.0045	1.01
1	0.98	0.97	0.97	0.0030	1.01

GIROS EN Y					
NIVEL	Drel. 1 cm	Drel. 2 cm	Drel. Promedio cm	Drel. Prom. / h entrepiso	Drel. 1 / Drel. Prom.
5	0.14	0.14	0.14	0.0005	1.0
4	0.15	0.15	0.15	0.0005	1.0
3	0.15	0.15	0.15	0.0005	1.0
2	0.13	0.13	0.13	0.0004	1.0
1	0.08	0.08	0.08	0.0003	1.0

En la dirección X podemos ver que el desplazamiento relativo promedio excede el 50% del máximo permisible (0.0035) en todos los pisos a excepción del primero, pero la relación entre el desplazamiento relativo máximo y el desplazamiento relativo promedio no supera el valor de 1.3 en ningún piso.

En la dirección Y podemos ver que el desplazamiento relativo promedio no excede el 50% del máximo permisible y la relación entre el desplazamiento relativo máximo y el desplazamiento relativo promedio no supera el valor de 1.3 en ningún piso.

Por lo tanto, el edificio como era de esperarse, no presenta problemas de torsión en planta.

5.8 Junta de separación Sísmica:

Según la Norma E-030, las estructuras deberán estar separadas una distancia "s" para evitar de esta manera el contacto que se pueda generar debido a un sismo.

El valor de "s" deberá ser mayor que:

- 2/3 de la suma de los desplazamientos máximos de los bloques adyacentes.
- $s = 3 + 0.004 \times (h - 500)$, (donde "h" y "s" estarán en "cm", "h" es la distancia medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado para evaluar "s").
- 3cm.

Para el edificio vemos que la única dirección en la que se producirá contacto con estructuras vecinas es la dirección X.

Considerando únicamente el desplazamiento de nuestro edificio vemos que:

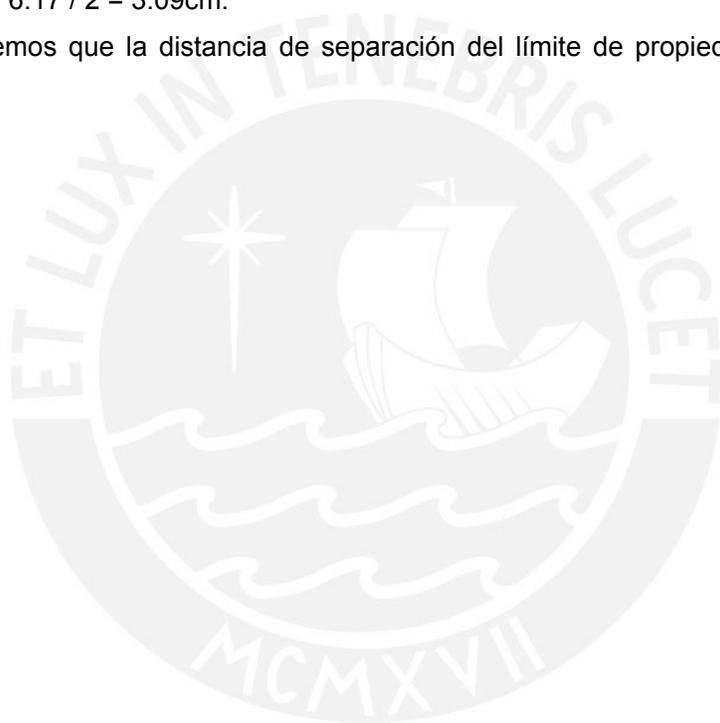
$2/3 \times (6.17+0) = 4.11\text{cm}$, con lo que podríamos usar 4.5cm ó 5cm.

Por otro lado, $s = 3 + 0.004 \times (1520 - 500) = 7.08\text{cm}$.

La norma indica también que la distancia que se retirará la edificación de los límites de propiedad laterales no será menor que $2/3$ del desplazamiento máximo calculado en el último nivel, ni menor que $s/2$.

El valor del desplazamiento máximo es 6.17cm en el último nivel, $2/3 \times 6.17 = 4.11\text{cm}$ y el valor de $s/2 = 6.17 / 2 = 3.09\text{cm}$.

Con esto vemos que la distancia de separación del límite de propiedad del edificio será 5cm.



CAPITULO 6. DISEÑO DE LOSAS ALIGERADAS:

6.1 Losas Aligeradas:

Las losas aligeradas suelen diseñarse considerando cada vigueta del aligerado como una viga de sección T con ancho del ala superior 40cm, ancho del alma 10cm, altura del ala superior 5cm, la altura total de la vigueta dependerá del aligerado a escogerse (en este caso 20cm ó 30cm).

Las losas se suelen considerar, de manera de simplificar el análisis, como simplemente apoyadas cuando descansan sobre vigas, placas o muros estructurales. La acción del sismo se suele despreciar y la combinación de carga más apropiada suele ser: $1.4CM + 1.7CV$.

El edificio presenta en los pisos típicos grandes luces de 7.13m para la zona de dormitorios (ejes A al G con 5 y 6), estos son paños cuadrados de un solo tramo. Para esto se requiere usar un aligerado de 30cm o un aligerado en dos sentidos de 25cm, en este caso se optó por el primero ya que si fuera aligerado en dos sentidos se haría trabajar la viga del eje 6 (esto no es recomendable puesto que la placa del eje A y D en la cual la viga se apoya es sólo de 20cm, por ende el acero de la viga no podrá anclar en la placa). Como ejemplo mostraremos el diseño del aligerado del sótano que a diferencia de los típicos tiene 3 tramos.

6.2 Diseño del aligerado del encofrado del sótano (ejes A y G con 5 y 6):

Cargas en servicio:	Carga muerta = 0.208ton/m
	<u>Carga viva</u> = 0.08ton/m
Carga última:	$W_{mu} = 1.4 \times 0.208 = 0.29\text{ton/m}$
	$W_{vu} = 1.7 \times 0.08 = 0.14\text{ton/m}$
Pu (Tabique 1)	$= 1.4 \times 0.292 = 0.41\text{ton}$
Pu (Tabique 3)	$= 1.4 \times 0.243 = 0.34\text{ton}$

Diseño por Flexión:

Los momentos flectores últimos por cargas de gravedad se obtuvieron del programa SAP. Alternando la carga viva y haciendo uso de la envolvente de momento flector se halló luego

un factor K_u , igual al momento último dividido entre el ancho de la viga que se encuentra en compresión y entre el cuadrado del peralte efectivo de su sección.

$$K_u = M_u / (b \times d^2)$$

Donde “b” (ancho de la sección en compresión) para momentos flectores positivos será igual a 40cm y para momento flectores negativos será igual a 10cm y “d” es el peralte efectivo de la viga ($h - 3\text{cm}$). Luego de obtener el valor de K_u , se procederá con obtener el área de acero necesaria: $A_s = \rho \times b \times d$, donde “ ρ ” se obtiene de unas tablas de cuantía en función de K_u .

Según la Norma E-060, el acero positivo mínimo por tracción que se deberá considerar será:

$$A_{s\text{mín}} = 0.7 \times (\sqrt{f'_c} / f_y) \times b_w \times d \quad \text{donde } b_w = 10\text{cm.}$$

El acero negativo mínimo por tracción que se deberá considerar será para que la resistencia de diseño sea mayor o igual que 1.2 veces el momento de fisuración:

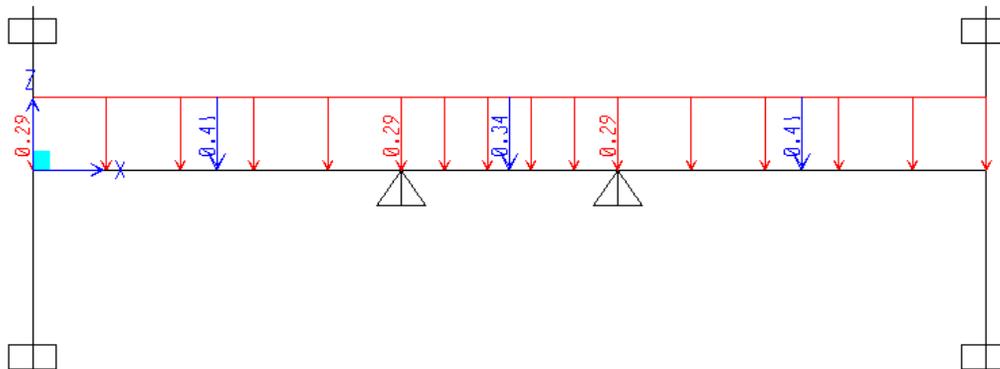
$$\Phi M_n \geq 1.2 \text{ Mom. Fisur.}$$

El acero máximo por tracción que se deberá considerar será menor que el 75% del acero que produzca la falla balanceada:

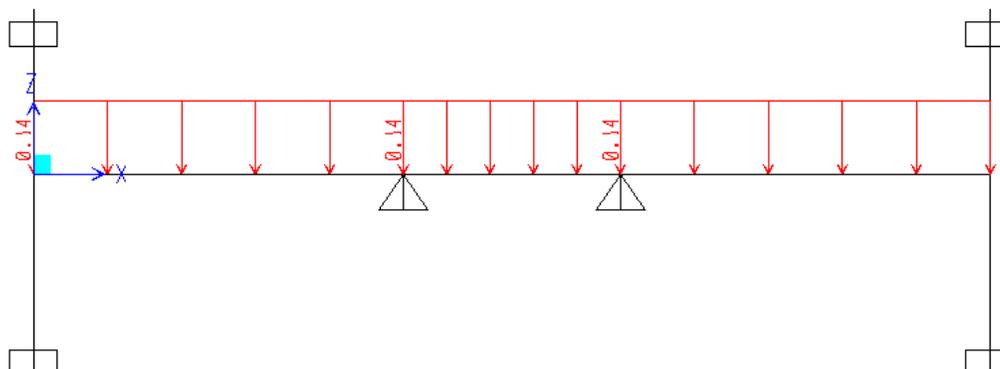
$$A_{s\text{máx}} = 0.75 A_{sb}$$

Se muestran los estados de carga muerta con alternancia de carga viva:

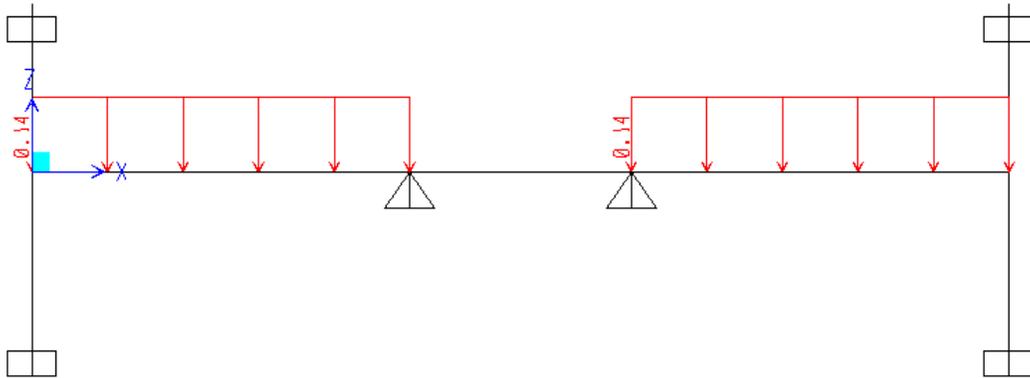
Carga Muerta:



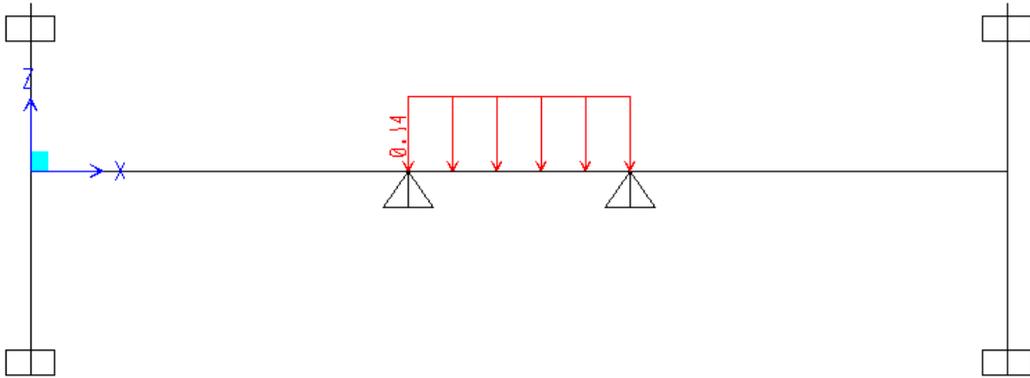
Carga Viva:



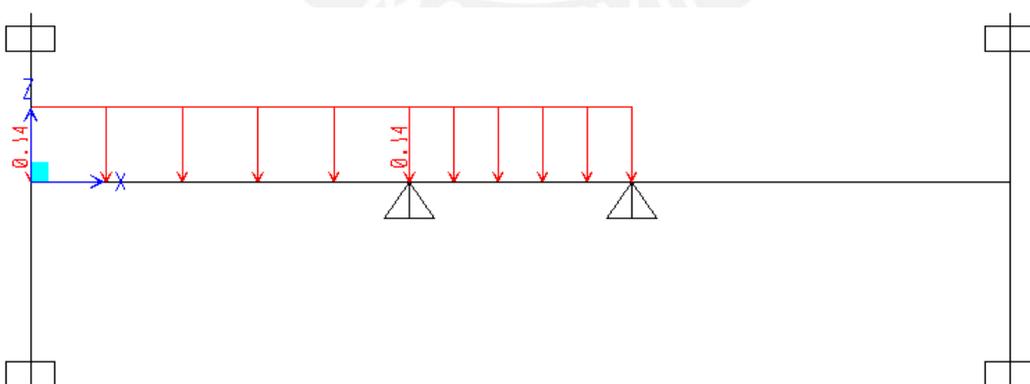
Carga Viva (tramos 1 y 3):



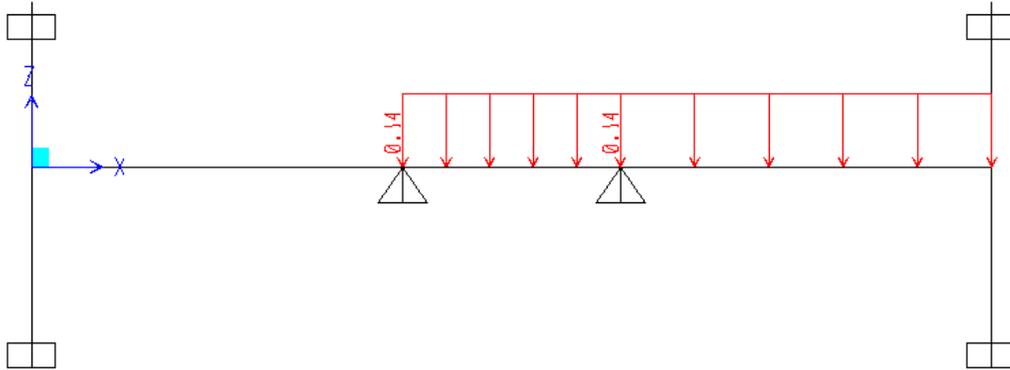
Carga Viva (tramo 2):



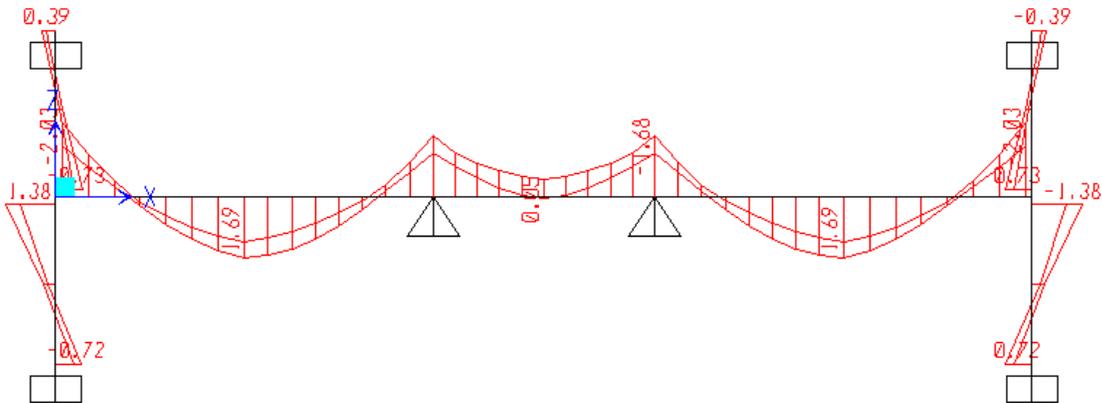
Carga Viva (tramos 1 y 2):



Carga Viva (tramos 2 y 3):



Envolvente de Momento Flector:



Para:

$$M^- = 2.03\text{ton.m} \quad K_u = 29.08 \quad \rho = 0.0082 \quad A_s = 2.2\text{cm}^2, \text{ se coloca } 1\Phi 5/8'' \text{ (2.0cm}^2\text{)}.$$

$$M^+ = 1.69\text{ton.m} \quad K_u = 5.80 \quad \rho = 0.0016 \quad A_s = 1.7\text{cm}^2, \text{ se colocan } 1\Phi 1/2'' + 1\Phi 1/2'' \text{ (2.58cm}^2\text{)}.$$

$$M^- = 1.68\text{ton.m} \quad K_u = 23.05 \quad \rho = 0.0066 \quad A_s = 1.8\text{cm}^2, \text{ se colocan } 1\Phi 1/2'' + 1\Phi 1/2'' \text{ (2.58cm}^2\text{)}.$$

$$M^+ = 0.05\text{ton.m} \quad K_u = - \quad \rho = - \quad A_{s\text{min}} = 0.7 \times (\sqrt{210 / 4200}) \times 10 \times 27 = 0.65\text{cm}^2,$$

Se coloca $1\Phi 3/8''$ (0.71cm²).

Las viguetas por lo general trabajan como vigas T, como ejercicio se verificará el comportamiento hallando el eje neutro, distancia medida desde el extremo en compresión, o sea “a”.

Siendo $a = (A_s \times f_y) / (0.85 \times f'_c \times b)$

$$a^+ = (3.27 \times 4200) / 0.85 \times 210 \times 40 = 1.92\text{cm} < 5\text{cm}, \text{ sí cumple.}$$

Diseño por Fuerza Cortante:

La fuerza cortante última deberá ser soportada únicamente por el aporte del concreto (ΦV_c) puesto que no existen estribos en un aligerado y será evaluada a una distancia “d” de la cara de los apoyos.

Resumiendo,

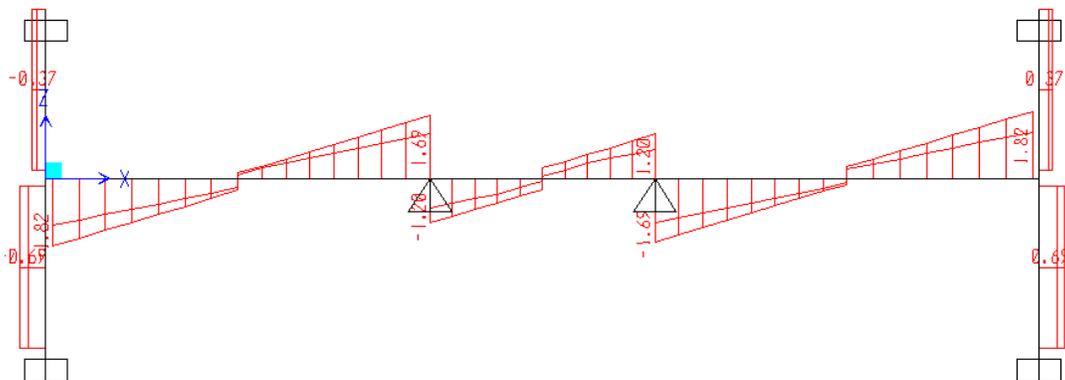
$$\Phi V_c \geq V_u \quad \Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times (\sqrt{f'_c}) \times b_w \times d$$

Donde b_w es el ancho del alma de la vigueta (10cm). ΦV_c se puede aumentar en 10% debido al factor de grupo entre viguetas según la Norma E-060.

En el caso que el concreto no pueda soportar toda la fuerza cortante, será necesario hacer un ensanche de vigueta, lo cual significa retirar de manera alternada un ladrillo. De esta manera aumenta al área de concreto capaz de soportar la fuerza cortante.

En el caso del aligerado del sótano tenemos el siguiente diagrama de fuerza cortante:

Envolvente de Fuerza Cortante:

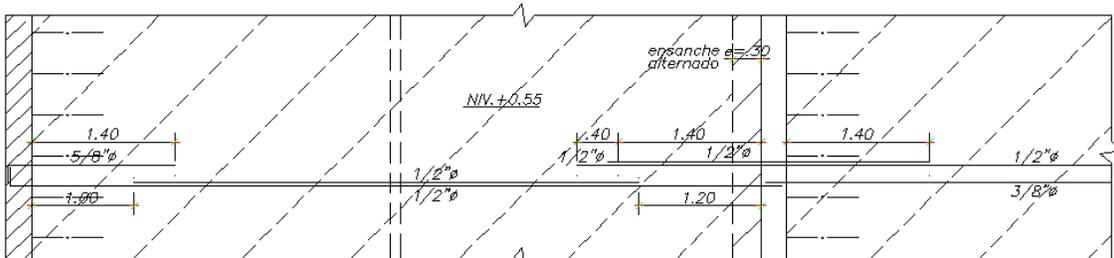


Del diagrama vemos que $V_u = 1.82\text{ton}$ en la cara del apoyo. $V_{ud} = 1.70\text{ton}$ a “d” de la cara del apoyo.

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times 0.53 \times (\sqrt{210}) \times 10 \times 27 = 1.94 \text{ ton.}$$

La fuerza cortante es muy parecida al aporte del concreto, sin embargo se recurre a un ensanche de manera conservadora.

El armado de la losa aligerada se muestra a continuación:



Refuerzo por Contracción y Temperatura:

El aligerado tiene una superficie de 5cm de espesor que se fisura por efecto de la contracción del concreto, para esto se coloca un refuerzo mínimo por temperatura igual a:
 $A = 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 5 = 1.25 \text{ cm}^2$, colocando un acero de $\Phi 1/4" @ 25 \text{ cm}$ tendremos un área de 1.28 cm^2 .

Fisuración:

Según la Norma E-060, el refuerzo de tracción por flexión deberá distribuirse adecuadamente en las zonas de tracción máxima para controlar las fisuras. Se deberá calcular un parámetro $Z = f_s \times \sqrt[3]{(d_c \times A')}$ que deberá ser menor que 26000 kg/cm donde:
 f_s = esfuerzo en el acero ($0.6 f_y$, valor aproximado)
 d_c = recubrimiento medido desde el borde extremo en tracción al centro de la barra más cercana a ese borde.

A' = área de concreto que rodea al refuerzo principal en tracción, $A' = b \times 2d_c$ (para una barra) y $A' = b \times 2d_c / 2$ (para dos barras del mismo diámetro).

En el aligerado vemos que para una barra: $Z = 0.6 \times 4200 \times \sqrt[3]{(3 \times 10 \times 2 \times 3)} = 14228 \text{ kg/cm}$, sí cumple.

Para dos barras: $Z = 0.6 \times 4200 \times \sqrt[3]{(3 \times 10 \times 2 \times 3 / 2)} = 11293 \text{ kg/cm}$, sí cumple.

CAPITULO 7. DISEÑO DE VIGAS:

Las vigas son elementos muy importantes dentro de una estructura, proporcionan rigidez y a la vez cargan losas y vigas. Para diseñar las vigas por carga de gravedad y de sismo se suele considerar una sección rectangular. Los esfuerzos de flexión y corte deberán ser satisfechas por una sección adecuada.

Las combinaciones son: $U=1.4CM + 1.7CV$.

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

$$U=0.9CM \pm CS$$

A manera de ejemplo se diseñarán las vigas V4(.25x.75) (eje 3) y la V7 (.25x.75) (eje F).

7.1 Diseño de la Viga V-7 (.25x.75) (eje F):

Diseño por Flexión:

El diseño por flexión se comienza hallando un factor K_u igual al momento último dividido entre el ancho de la viga y entre el cuadrado de su peralte efectivo.

$$K_u = M_u / (b \times d^2)$$

donde "b" es el ancho de la viga y "d" es = h - 6 ó h-8 (según las capas de acero de refuerzo que se tenga). Luego de hallar el valor de K_u , se obtiene la cuantía de acero " ρ " de las tablas de cuantía en función de K_u . Finalmente se obtiene el área de acero necesaria:

$$A_s = \rho \times b \times d.$$

Se está considerando una resistencia del concreto $f'_c=210\text{kg/cm}^2$.

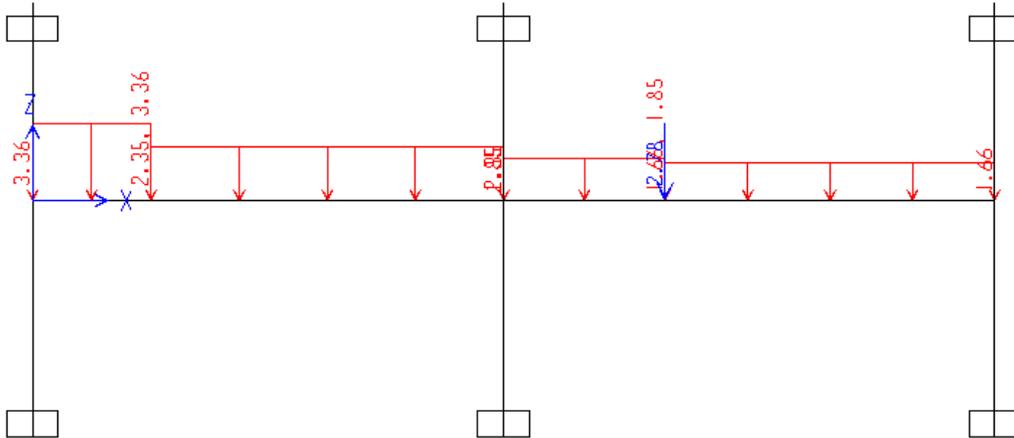
El acero mínimo que se colocará en la viga debe cumplir con la siguiente expresión de acuerdo a la Norma E-060: $A_{s\text{mín}} = 0.7 \times (\sqrt{f'_c} / f_y) \times b \times d = 0.7 \times (\sqrt{210} / 4200) \times 25 \times 69 = 4.17\text{cm}^2$.

El acero máximo que se colocará en la viga debe cumplir con la siguiente expresión: $0.016 \times b \times d$, esto significa que se puede colocar un acero igual al 75% del acero que produce la falla balanceada.

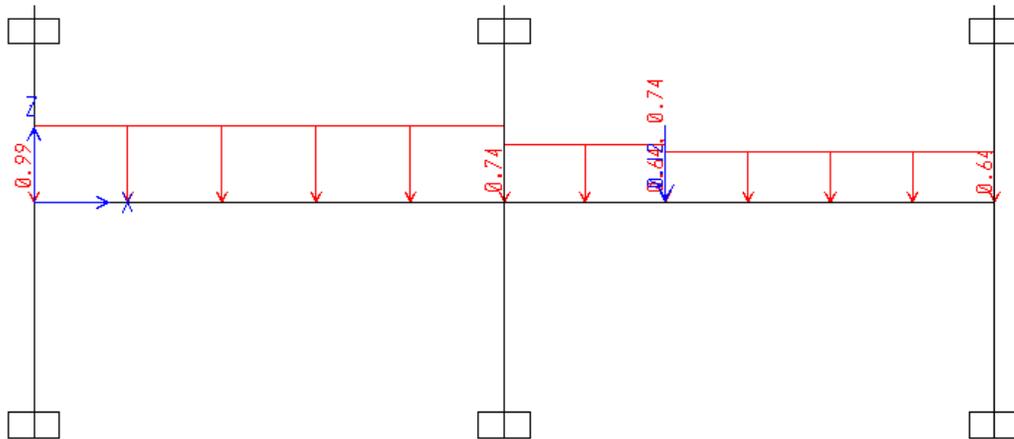
La viga V-7 de dos tramos del eje F del piso típico es una viga que presenta momentos flectores de sismo pequeños debido a la gran densidad de placas en el edificio en la dirección Y.

Se muestra a continuación el estado de cargas en la viga V-7:

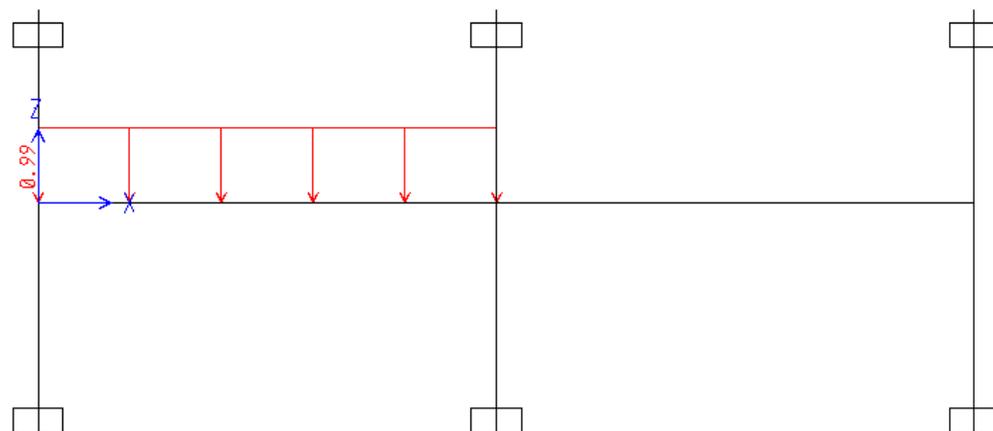
Carga Muerta en Servicio:



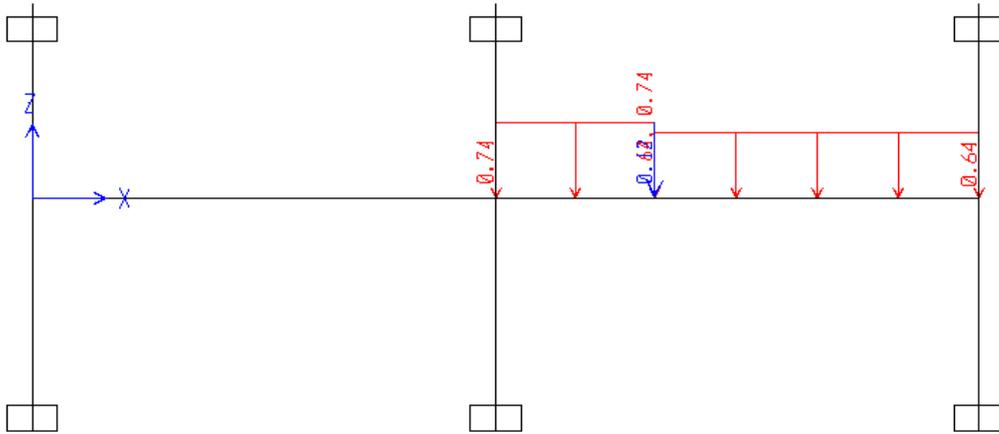
Carga Viva en Servicio:



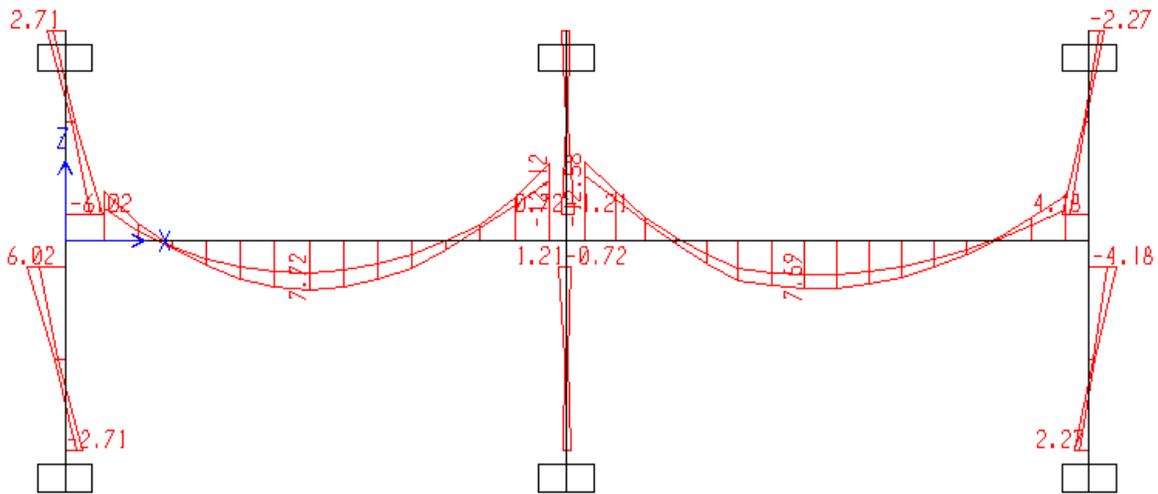
Carga Viva en Servicio (tramo 1):



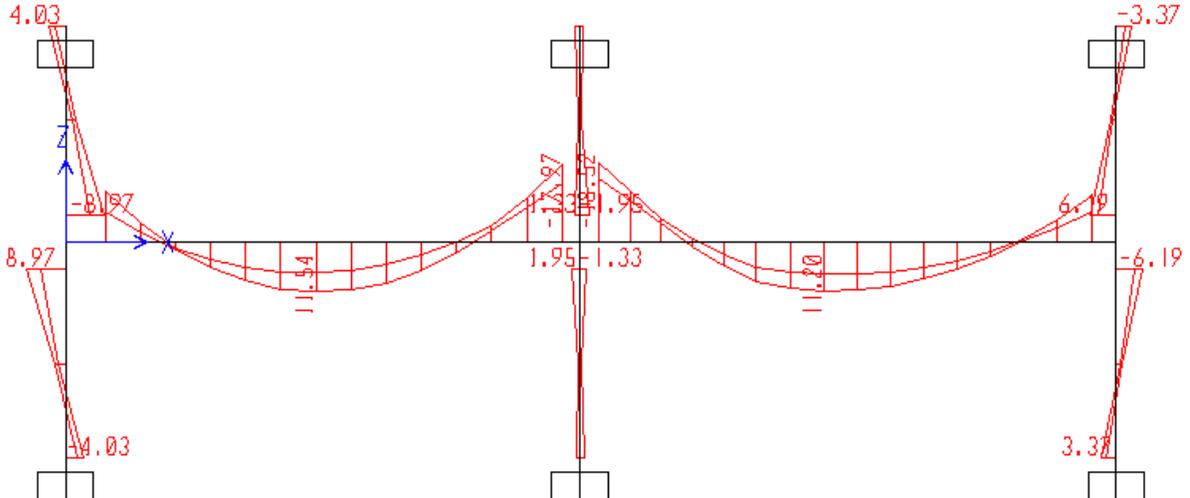
Carga Viva en Servicio (tramo 2):



Envolvente de Momento Flector Servicio (cargas de gravedad):



Envolvente de Momento Flector Último (cargas de gravedad):



Los momentos flectores en la viga provenientes del análisis sísmico son los siguientes:

- Momento en el apoyo extremo izquierdo: $2.02 \times 1.15 = 2.32\text{ton.m}$. Se verifica la combinación $1.25(\text{CM}+\text{CV}) \pm \text{CS} = 1.25 \times (7.73) \pm 2.32 = 11.98\text{ton.m(-)}$
 $= 7.34\text{ton.m(-)}$
- Momento en el apoyo intermedio: $1.64 \times 1.15 = 1.88\text{ton.m}$. Se verifica la combinación $1.25(\text{CM}+\text{CV}) \pm \text{CS} = 1.25 \times (12.57) \pm 1.88 = 17.59\text{ton.m(-)}$
 $= 13.83\text{ton.m(-)}$.
Prevalece $1.4\text{CM} + 1.7\text{CV}$
- Momento en el apoyo extremo derecho: $1.66 \times 1.15 = 1.91\text{ton.m}$. Se verifica la combinación $1.25(\text{CM}+\text{CV}) \pm \text{CS} = 1.25 \times (12.57) \pm 1.91 = 10.87\text{ton.m(-)}$
 $= 7.05\text{ton.m(-)}$

Para:

$$\bar{M}^- = 11.98\text{ton.m} \quad K_u = 10.07 \quad \rho = 0.0028 \quad A_s = 4.7\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4"$ (5.68cm^2).

$$\bar{M}^+ = 11.54\text{ton.m} \quad K_u = 9.70 \quad \rho = 0.0026 \quad A_s = 4.6\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4"$ (5.68cm^2).

$$\bar{M}^- = 18.52\text{ton.m} \quad K_u = 15.56 \quad \rho = 0.0046 \quad A_s = 7.7\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4" + 1\Phi 3/4"$ (8.52cm^2).

$$\bar{M}^+ = 11.20\text{ton.m} \quad K_u = 9.41 \quad \rho = 0.0026 \quad A_s = 4.4\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4"$ (5.68cm^2).

$$\bar{M}^- = 10.87\text{ton.m} \quad K_u = 9.13 \quad \rho = 0.0025 \quad A_s = 4.3\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4"$ (5.68cm^2).

Las vigas con solicitaciones sísmicas deberán considerar un refuerzo continuo, conformado por dos barras en la sección inferior y superior con un área no menor que $1/4$ del área máxima requerida en los nudos ni tampoco menor que el acero mínimo requerido por flexión.

Por otro lado, la resistencia al momento positivo en la cara del nudo (en el extremo inferior del tramo) no será menor que 1/3 de la resistencia al momento negativo en la misma cara del nudo (en el extremo superior).

Verificando los parámetros normativos vemos lo siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Acero negativo corrido: } 2\Phi 3/4'' (5.68\text{cm}^2) & \geq 0.7 \times (\sqrt{210 / 4200}) \times 25 \times 69 = 4.17\text{cm}^2 \\ & \geq 1/4 \times A_s(-)\text{máx.} = 1/4 \times 11.36 = 2.84\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Acero positivo corrido: } 2\Phi 3/4'' (5.68\text{cm}^2) & \geq 0.7 \times (\sqrt{210 / 4200}) \times 25 \times 69 = 4.17\text{cm}^2 \\ & \geq 1/4 \times A_s(+)\text{máx.} = 1/4 \times 5.68 = 1.42\text{cm}^2 \end{aligned}$$

(No fue necesario refuerzo positivo por sismo)

$$\begin{aligned} \text{Mom. Res(+)} \text{ extremo: } 14.24\text{ton.m} & \geq [\text{Mom. Res(-)} \text{ extremo}] / 3 = 26.47 / 3 \\ & = 8.82\text{ton.m} \end{aligned}$$

Se verifican las condiciones.

Diseño por Fuerza Cortante:

La fuerza cortante última suele ser considerada a una distancia "d" desde la cara del apoyo en cuestión. Esta deberá ser soportada por el aporte del concreto (ΦV_c) y por el aporte de los estribos (ΦV_s) el cual es un refuerzo transversal a la sección de la viga.

Para el diseño se usará la siguiente expresión:

$$\Phi V_c + \Phi V_s \geq V_u$$

Donde: $\Phi = 0.85$

$V_c = 0.53 \times (\sqrt{f_c}) \times b \times d$, $b = 25\text{cm}$ y $d = 69\text{cm}$ ó 67cm .

$V_s = (A_v \times f_y \times d) / s$, A_v : área de las ramas del refuerzo transversal.
(para $\Phi 3/8''$ A_v es 0.71cm^2)
 s : Espaciamiento de los estribos.

Se debe garantizar siempre un comportamiento dúctil para estas vigas, por lo que la Norma E-060 indica que la fuerza cortante última se calculará como la suma de la fuerza cortante última asociada a las cargas de gravedad mas las suma de los momentos nominales en el extremo izquierdo (Mni) y derecho (Mnd) del tramo en cuestión, todo esto dividido entre la luz libre del mismo.

$$V_u = V_u \text{ isostático} + (M_{ni} + M_{nd}) / l_n = (W_u \times l_n) / 2 + (M_{ni} + M_{nd}) / l_n$$

La Norma E-060 adicionalmente señala que para las vigas sísmicas (vigas entre placas o columnas) deberán tener un arreglo de estribos que cumplan con lo siguiente:

En los extremos de las vigas se tendrán zonas de confinamiento donde deberán colocarse estribos en una distancia igual a 2 veces el peralte de la viga ($2 \times 75 = 150\text{cm}$) y el primer estribo no podrá estar a más de 10cm de la cara del apoyo.

El espaciamiento dentro de la zona de confinamiento deberá ser menor o igual que:

- $d / 4 = 69 / 4 = 16.7\text{cm}$.
- 10 veces el diámetro de la barra longitudinal = $10 \times 1.9 = 19\text{cm}$.
- 24 veces el diámetro del estribo = $24 \times 0.95 = 22.8\text{cm}$
- 30cm.

El espaciamiento en la zona central (fuera de la zona de confinamiento) no será mayor que:

- $0.5 \times d = 0.5 \times 69 = 34.5\text{cm}$.

Se determina que el espaciamiento en la zona de confinamiento será 15cm y en la zona central será 30cm.

En la viga V-7 (25x75) los momentos nominales se hallan de la siguiente manera:

Tramo 1:

Acero colocado (izq.) = 5.68cm^2	$\rho = 0.0033$	$M_{ni} = 15.82\text{ton.m}$
Acero colocado (der.) = 8.52cm^2	$\rho = 0.0049$	$M_{nd} = 23.25\text{ton.m}$

$$V_u \text{ (izquierda)} = 14.65 + (15.82 + 23.25) / 6.40 = 20.75\text{ton}$$

$$V_u \text{ (derecha)} = 13.36 + (15.82 + 23.25) / 6.40 = 19.46\text{ton}$$

Tramo 2:

Acero colocado (izq.) = 8.52cm²

$\rho = 0.0049$

Mni = 23.25ton.m

Acero colocado (der.) = 5.68cm²

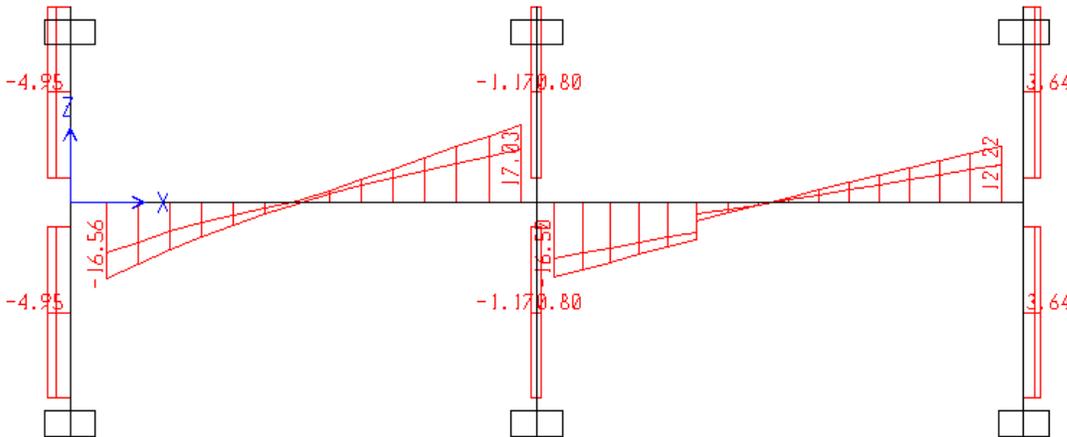
$\rho = 0.0033$

Mnd = 15.82ton.m

Vu (izquierda) = 12.73 + (23.25 + 15.82) / 6.60 = 18.65ton

Vu (derecha) = 11.03 + (23.25 + 15.82) / 6.60 = 16.95ton

Envolvente de Fuerza Cortante Última (cargas de gravedad):



Se observa entonces que la combinación por sismo predominará en el diseño por presentar mayores valores para las fuerzas cortantes.

Aporte resistente del concreto $\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 69 = 11.26\text{ton.}$

Tramo 1:

Para Vu = 20.75ton

$V_s = (20.75 - 11.26) / 0.85 = 11.16\text{ton}$

Usando estribos de $\Phi 3/8''$:

$s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 69) / (11.16 \times 1000) = 37\text{cm.}$

Para Vu = 19.46ton

$V_s = (19.46 - 11.26) / 0.85 = 9.64\text{ton}$

Usando estribos de $\Phi 3/8''$:

$s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 69) / (9.64 \times 1000) = 43\text{cm.}$

Tramo 2:

Para Vu = 18.65ton

$V_s = (18.65 - 11.26) / 0.85 = 8.69\text{ton}$

Usando estribos de $\Phi 3/8''$:

$s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 69) / (8.69 \times 1000) = 47\text{cm.}$

Para Vu = 16.95ton

$V_s = (16.95 - 11.26) / 0.85 = 6.69\text{ton}$

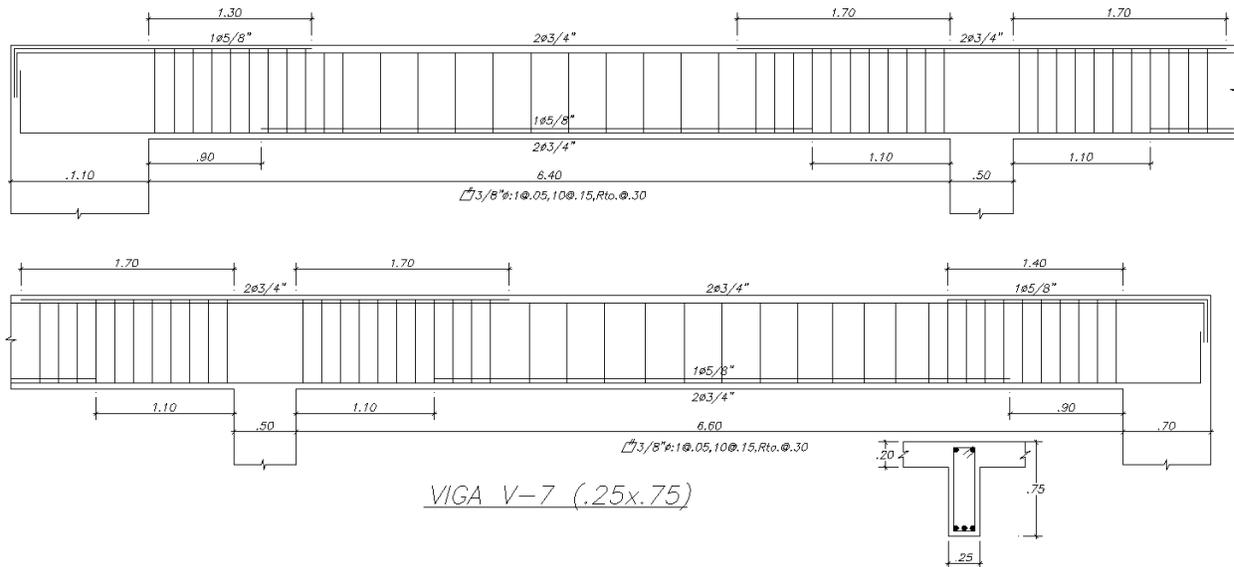
Usando estribos de $\Phi 3/8''$:

$s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 69) / (6.69 \times 1000) = 62\text{cm.}$

De acuerdo a lo visto anteriormente, el espaciamiento de los estribos en la viga quedará de la siguiente manera:

1 Φ 3/8": 1@.05, 10@.15, Rto.@.30.

El armado de la viga V-7 se muestra a continuación:



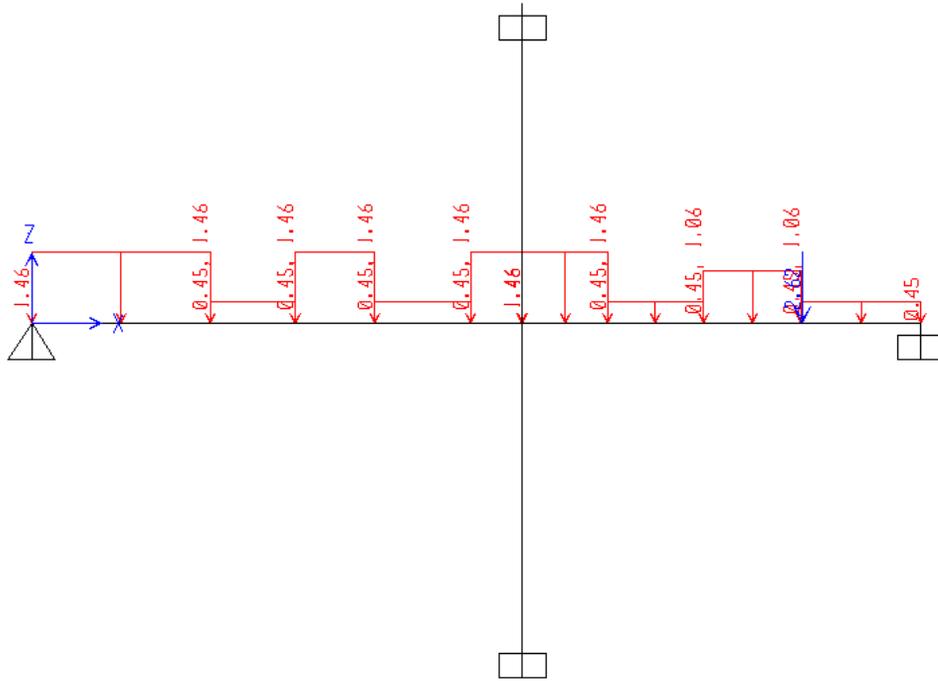
7.2 Diseño de la Viga V-4 (.25x.75) (eje 3) (Piso Típico):

Diseño por Flexión:

Esta viga forma un eje estructural importante en el edificio donde conecta dos columnas (.50x.50) y una placa (2.75x.25). Los momentos provenientes de las cargas de sismo son elevados debido a la poca densidad de placas en la dirección X.

Se muestra a continuación el estado de cargas en la viga V-4 (se trabajará con el tramo 1 y 2 por simplicidad y simetría de la viga):

Carga Muerta en Servicio:



Carga Viva en Servicio:

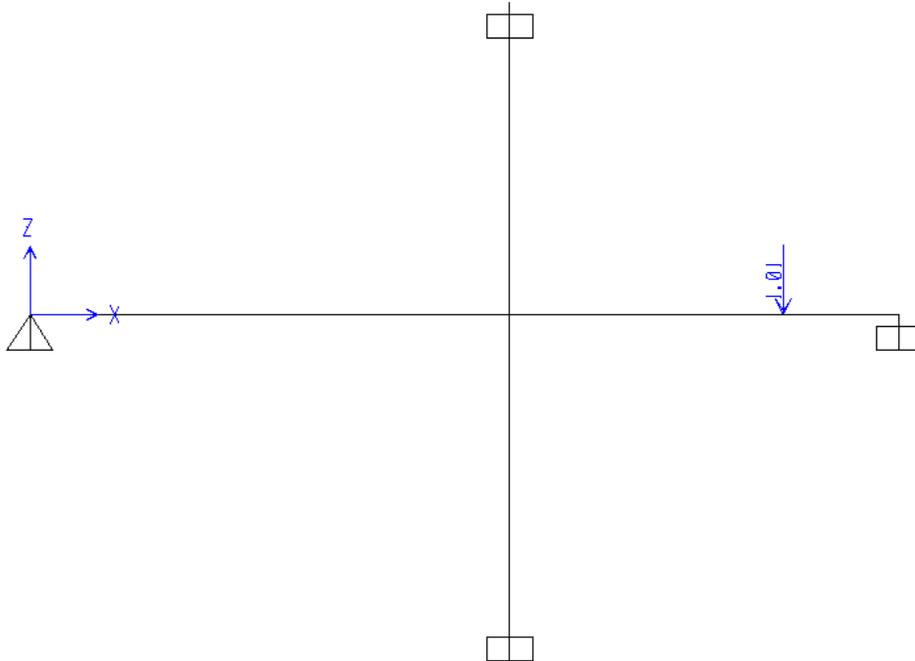


Diagrama de Momento Flector Ultimo (cargas de gravedad):

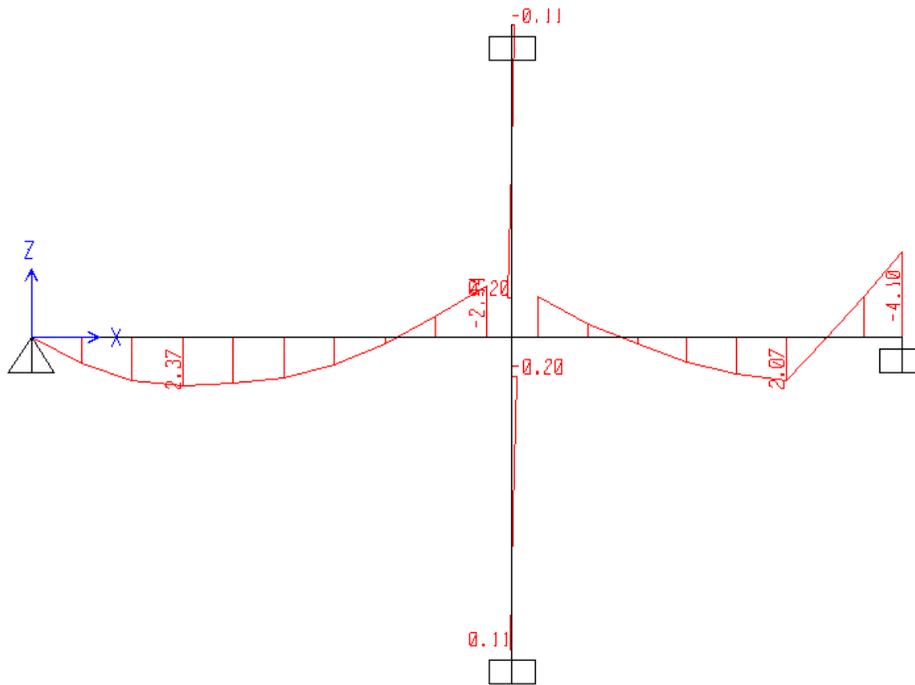
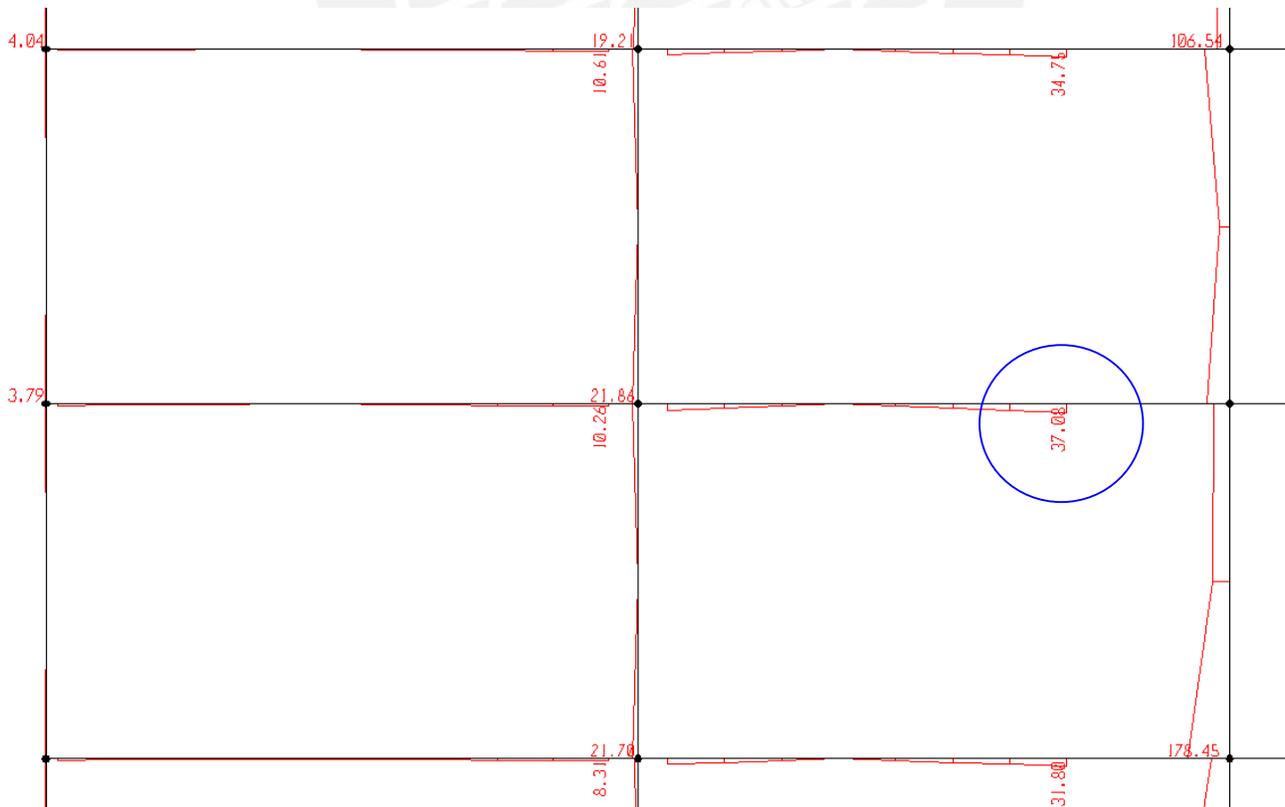


Diagrama de Momento Flector (cargas de sismo):



Los momentos flectores en la viga provenientes del análisis sísmico son los siguientes:

- Momento en el apoyo intermedio: $26.98 \times 1.09 = 24.4\text{ton.m.}$ Se verifica la combinación $1.25(\text{CM}+\text{CV}) \pm \text{CS} = 1.25 \times (1.74) \pm 29.4 = 31.58\text{ton.m(-)}$
 $= 27.22\text{ton.m(+)}$
 $0.9(\text{CM}) \pm \text{CS} = 0.9 \times (1.69) \pm 29.4 = 30.92\text{ton.m(-)}$
 $= 27.88\text{ton.m(+)}$
- Momento en el apoyo extremo derecho: $37.08 \times 1.09 = 40.41\text{ton.m.}$ Se verifica la combinación $1.25(\text{CM}+\text{CV}) \pm \text{CS} = 1.25 \times (2.80) \pm 40.41 = 43.91\text{ton.m(-)}$
 $= 36.91\text{ton.m(+)}$
 $0.9(\text{CM}) \pm \text{CS} = 0.9 \times (2.22) \pm 40.41 = 42.41\text{ton.m(-)}$
 $= 38.41\text{ton.m(+)}$

Para:

$$M^+ = 2.37\text{ton.m} \quad K_u = 1.99 \quad \rho = 0.0005 \quad A_s = 4.17\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4"$ (5.68cm^2).

$$M^- = 31.58\text{ton.m} \quad K_u = 28.14 \quad \rho = 0.0082 \quad A_s = 13.8\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4" + 2\Phi 1"$ (15.88cm^2).

$$M^+ = 27.88\text{ton.m} \quad K_u = 24.84 \quad \rho = 0.0072 \quad A_s = 12.0\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4" + 2\Phi 1"$ (15.88cm^2).

$$M^+ = 2.07\text{ton.m} \quad K_u = 1.76 \quad \rho = 0.0005 \quad A_s = 4.17\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4"$ (5.68cm^2).

$$M^- = 43.91\text{ton.m} \quad K_u = 39.13 \quad \rho = 0.0121 \quad A_s = 20.2\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4" + 2\Phi 1" + (1\Phi 1" + 1\Phi 3/4")$ (23.82cm^2).

$$M^+ = 38.41\text{ton.m} \quad K_u = 34.23 \quad \rho = 0.0103 \quad A_s = 17.3\text{cm}^2$$

se colocan $2\Phi 3/4" + 2\Phi 1" + 1\Phi 1"$ (20.98cm^2).

Verificando los parámetros normativos vemos lo siguiente:

$$\begin{aligned} \text{Acero negativo corrido: } 2\Phi 3/4'' \text{ (5.68cm}^2\text{)} & \geq 4.17\text{cm}^2 \\ & \geq 1/4 \times 23.82 = 5.95\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Acero positivo corrido: } 2\Phi 3/4'' \text{ (5.68cm}^2\text{)} & \geq 4.17\text{cm}^2 \\ & \geq 1/4 \times 18.72 = 4.68\text{cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mom. Res(+)} \text{ extremo (columna): } 35.72\text{ton.m} & \geq [\text{Mom. Res(-)} \text{ extremo}] / 3 = 35.72 / 3 \\ & = 11.90\text{ton.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mom. Res(+)} \text{ extremo (placa): } 41.16\text{ton.m} & \geq [\text{Mom. Res(-)} \text{ extremo}] / 3 = 50.2 / 3 \\ & = 16.73\text{ton.m} \end{aligned}$$

Se verifican las condiciones.

Diseño por Fuerza Cortante:

En la viga V-4 (25x75) los momentos nominales se hallan de la siguiente manera:

Tramo 1:

$$\text{Acero colocado (izq.)} = 5.68\text{cm}^2 \quad \rho = 0.0033 \quad \text{Mni} = 15.82\text{ton.m}$$

Pero se tiene apoyo simple, por ende $\text{Mni} = 0\text{ton.m}$

$$\text{Acero colocado (der.)} = 15.88\text{cm}^2 \quad \rho = 0.0095 \quad \text{Mnd} = 39.69\text{ton.m}$$

$$\text{Vu (izquierda)} = 3.28 + (39.69) / 4.37 = 12.36\text{ton}$$

$$\text{Vu (derecha)} = 2.55 + (39.69) / 4.37 = 11.63\text{ton}$$

Tramo 2:

$$\text{Acero colocado (izq.)} = 15.88\text{cm}^2 \quad \rho = 0.0095 \quad \text{Mni} = 39.69\text{ton.m}$$

$$\text{Acero colocado (der.)} = 23.82\text{cm}^2 \quad \rho = 0.0142 \quad \text{Mnd} = 55.78\text{ton.m}$$

$$\text{Vu (izquierda)} = 3.33 + (39.69 + 55.78) / 3.5 = 30.6\text{ton}$$

$$\text{Vu (derecha)} = 4.37 + (39.69 + 55.78) / 3.5 = 31.6\text{ton}$$

La combinación por sismo predominará en el diseño por presentar mayores valores para las fuerzas cortantes.

$$\begin{aligned} \text{Aporte resistente del concreto } \Phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 69 = 11.26\text{ton.} \\ &= 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times 67 = 10.94\text{ton.} \end{aligned}$$

Tramo 1:

$$\text{Para } V_u = 12.36\text{ton} \quad V_s = (12.36 - 11.26) / 0.85 = 1.29\text{ton}$$

$$\text{Usando estribos de } \Phi 3/8": \quad s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 69) / (1.29 \times 1000) = 319\text{cm.}$$

$$\text{Para } V_u = 11.63\text{ton} \quad V_s = (11.63 - 10.94) / 0.85 = 0.81\text{ton}$$

$$\text{Usando estribos de } \Phi 3/8": \quad s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 67) / (0.81 \times 1000) = 493.3\text{cm.}$$

En el Tramo 1 los valores de fuerza cortante son parecidos a los de la resistencia del concreto, esto hace que los espaciamientos de estribos sean elevados y que prácticamente no se necesiten estribos, sin embargo la distribución de estribos a emplearse será igual a lo que exige la Norma E-060.

Tramo 2:

$$\text{Para } V_u = 30.6\text{ton} \quad V_s = (30.6 - 10.94) / 0.85 = 23.13\text{ton}$$

$$\text{Usando estribos de } \Phi 3/8": \quad s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 67) / (23.13 \times 1000) = 17.3\text{cm.}$$

$$\text{Para } V_u = 31.6\text{ton} \quad V_s = (31.6 - 10.94) / 0.85 = 24.3\text{ton}$$

$$\text{Usando estribos de } \Phi 3/8": \quad s = (2 \times 0.71 \times 4200 \times 67) / (24.3 \times 1000) = 16.44\text{cm.}$$

De acuerdo a lo visto anteriormente, el espaciamiento de los estribos en la viga quedará de la siguiente manera:

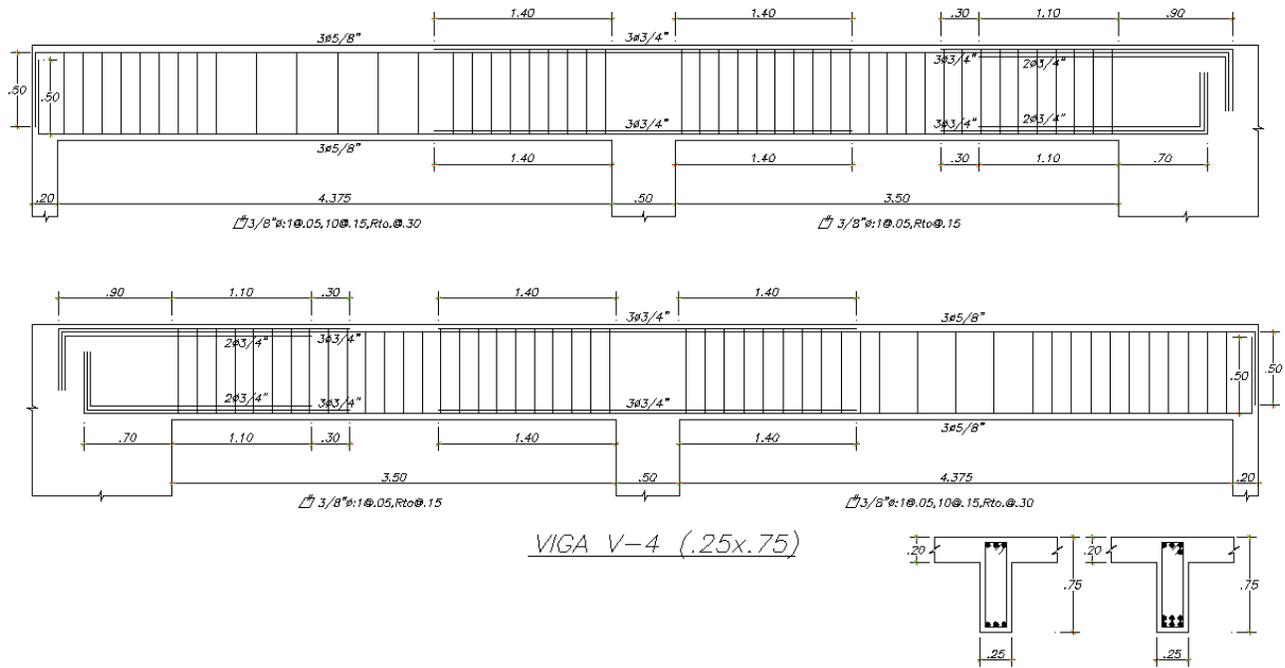
Tramo 1 y 4:

$$1\Phi 3/8": 1@.05, 10@.15, \text{Rto.}@.30.$$

Tramo 2 y 3:

$$1\Phi 3/8": 1@.05, \text{Rto.}@.15.$$

El armado de la viga V-4 se muestra a continuación:



CAPITULO 8. DISEÑO DE COLUMNAS:

El diseño de columnas considera dos efectos que actúan simultáneamente, el momento flector y la carga axial tanto por cargas de gravedad como de sismo.

El diseño entonces se realiza por flexocompresión y por cortante teniendo en consideración la esbeltez de la columna. Las combinaciones de carga son las mismas expuestas en capítulos anteriores.

Cuando la carga axial última (**Pu**) en la columna es menor que **0.1 x f'c x Ag** (área bruta de la sección) se suele considerar como un elemento sometido a flexión simple como es el caso de las vigas.

A manera de ejemplo se diseñará la columna P2 ubicada entre los ejes F y 3 de dimensiones 50x50cm.

8.1 Diseño de la Columna P2 (.50x.50):

Para el sótano y primer piso los valores de las cargas axiales y momentos flectores se tabularán a continuación:

Sótano:

CARGA	DIRECCION X	DIRECCION Y
Pcm (ton)	166	166
Pcv (ton)	33	33
Pcs (ton)	74	0.6
Mcm (ton.m)	0	0
Mcv (ton.m)	0	0
Mcs (ton.m)	3.1	0

Los momentos flectores debidos a cargas de gravedad en la dirección X e Y son despreciables al igual que el momento flector debido a cargas de sismo en la dirección Y.

$$\begin{aligned} \text{Carga axial última} &= 1.4 \times (166) + 1.7 \times (33) \\ &= 289\text{ton.} \end{aligned}$$

$$0.1 \times f'c \times Ag = 0.1 \times 210 \times 50 \times 50 = 52.5\text{ton} < 289\text{ton.}$$

Por lo tanto se tendrá que diseñar la columna por flexocompresión.

1er Piso:

CARGA	DIRECCION X	DIRECCION Y
Pcm (ton)	137	137
Pcv (ton)	27	27
Pcs (ton)	63	0.6
Mcm (ton.m)	0	0
Mcv (ton.m)	0	0
Mcs (ton.m)	16.92	1.3

Los momentos flectores debidos a cargas de gravedad en la dirección X e Y son despreciables.

Para diseñar una columna por flexocompresión, es necesario tener desarrollado el diagrama de interacción, el cual se hace variando la ubicación del eje neutro de la sección transversal para cada dirección del elemento. El diagrama dependerá de la cantidad y distribución de acero longitudinal y de la sección transversal de la columna.

La resistencia de diseño (ΦP_n) en columnas no deberá exceder de:

$$\Phi P_n \text{ máx.} = 0.8 \times \Phi \times P_{no} = 0.8 \times \Phi \times [0.85 \times f'_c \times (A_g - A_{st}) + (f_y \times A_{st})]$$

donde: Φ = factor de reducción de resistencia igual a 0.7.

A_g = área bruta de la sección transversal de la columna.

A_{st} = área del refuerzo longitudinal.

Se recomienda que la cuantía de acero longitudinal sea por lo menos 1% y que no exceda el 6% del área bruta de la sección de concreto. Cuando se llegue a valores del orden del 4% será necesario presentar un detalle de la armadura del nudo. Siempre resultará más económica una columna armada de mayor sección con cuantía baja, que una de menor sección y más cuantía.

La cuantía de acero se define como el área total de acero colocado dividido entre el área de la sección, $\rho = A_s / (b \times t)$.

Esbeltez de Columnas:

El diseño de columnas en flexocompresión será válido mientras se tenga en cuenta un nivel de esbeltez, donde las deformaciones transversales originadas por la carga axial aplicada, no modifiquen de manera significativa los momentos calculados en el análisis normal elástico.

Cuando se tenga un nivel de esbeltez, que para el nivel de carga axial aplicada, generen deformaciones transversales que aumenten considerablemente la excentricidad considerada en el diseño, deberá evaluarse el momento generado por la nueva excentricidad, esto se conoce como efecto ó deformación de segundo orden. Este proceso de cálculo es complejo por lo que se usan métodos aproximados.

Según la Norma Peruana, el momento en la columna es amplificado por dos factores, el primero δl , se deriva del efecto de las cargas de gravedad y afecta a cada columna como elemento individual. El otro factor δg , se deriva de los desplazamientos laterales ocurridos por el sismo y afecta de manera global, las columnas más fuertes ayudan a las demás a controlar el desplazamiento lateral del entrepiso. Se asume que todas se desplazan igual en el entrepiso en cuestión.

La expresión del momento amplificado en la columna por efectos de esbeltez resulta:

$$M_c = \delta l M_{uv} + \delta g M_{us}$$

Donde: M_{uv} = momento debido a las cargas de gravedad amplificadas.

M_{us} = momento debido a las cargas de sismo (laterales) amplificadas.

Los factores de amplificación por esbeltez se calcularán de la siguiente manera:

a. Efecto Local de Esbeltez (δl):

Este factor se calcula de manera individual para cada columna (como se mencionó anteriormente) y para cada dirección de análisis. La expresión es la que sigue:

$$\delta l = \frac{C_m}{1 - (P_u / \Phi P_c)} \geq 1$$

Donde: Φ : es el factor de reducción de resistencia igual a 0.7 para columnas con estribos rectangulares.

P_c : es la carga crítica de pandeo según la fórmula de Euler.

$$P_c = (\pi^2 \times EI) / l_n^2$$

l_n = luz libre de la columna (distancia entre vigas o losas).

$$EI = (E_c \times I_g) / [2.5 \times (1 + \beta d)]$$

E_c = módulo de elasticidad del concreto.

I_g = inercia de la sección bruta de concreto.

βd = relación entre el momento máximo debido a la carga muerta y el momento máximo debido a la carga total (M_{cm} / M_{total}).

C_m = Coeficiente que considera la relación de los momentos en los nudos y el tipo de curvatura.

$$C_m = 0.6 + 0.4 \times (M_1 / M_2) \geq 0.4$$

M_1 = momento flector menor de diseño en el extremo de la columna. Es negativo cuando existe curvatura doble y positivo cuando existe curvatura simple.

M_2 = momento flector mayor de diseño en el extremo de la columna.

Según la Norma Peruana, el efecto local de esbeltez se despreciará si es que se cumple la siguiente desigualdad:

$$(L_n / r) < 34 - 12 \times (M_1 / M_2)$$

Donde: L_n = longitud libre entre los nudos de la columna.

r = radio de curvatura o radio de giro de la sección de la columna (\sqrt{IA}), para una sección rectangular $r = 0.3h$ donde h es el peralte.

Analizando el efecto local de esbeltez para la columna P2 (.50x.50) se tiene:

Dirección X:

M_1 y M_2 son despreciables pero son muy similares entre si.

$$r = 0.3 \times 0.5 = 0.15\text{m}$$

$$L_n = 2.25\text{m}$$

$$(L_n / r) < 34 - 12 \times (M_1 / M_2)$$

$$(2.25 / 0.15) < 34 + 12 \times (1)$$

$$15 < 34 + 12$$

$$15 < 46 \text{ cumple.}$$

Dirección Y:

M_1 y M_2 son despreciables pero son muy similares entre si.

$$r = 0.3 \times 0.5 = 0.15\text{m}$$

$$L_n = 2.25\text{m}$$

$$(L_n / r) < 34 - 12 \times (M_1 / M_2)$$

$$(2.25 / 0.15) < 34 + 12 \times (1)$$

$$15 < 34 + 12$$

$$15 < 46 \text{ cumple.}$$

Se concluye que los efectos locales de esbeltez se desprecian en ambas direcciones, $\delta_l = 1$.

b. Efecto Global de Esbeltez (δ_g):

Este factor afecta de manera conjunta las columnas de un mismo entrepiso, se evalúa de la siguiente manera:

$$\delta_g = \frac{1}{1 - Q} \quad Q = \frac{(\sum P_u) \times u}{V_u \times h}$$

Donde: $\sum P_u$ = suma de cargas axiales de diseño amplificadas y acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

u = deformación relativa entre el nivel superior y el nivel inferior del entrepiso debido a las cargas laterales amplificadas y calculadas.

V_u = fuerza cortante amplificada a nivel de entrepiso debida a la carga lateral.

h = altura del entrepiso considerado.

Q es el índice de estabilidad del edificio y se calcula con el análisis sísmico. De acuerdo a la Norma, el criterio del índice de estabilidad se basa en que la fórmula P_u y P_c no es aplicable en estructuras que tengan placas y a su vez columnas.

Si en la estructura existen placas y columnas, las que más contribuyen a disminuir las deformaciones laterales de entrepiso son las placas, para éstas no es posible aplicar las teorías de longitud efectiva (K) o carga crítica (P_c).

Según la Norma, el efecto global de esbeltez se desprecia cuando Q es menor que 0.06 siendo δ_g igual a 1. Por otro lado, si Q está comprendido entre 0.06 y 0.25 los efectos globales deberán considerarse.

Analizando el efecto global de esbeltez en las direcciones X e Y vemos lo siguiente:

Dirección X:

PISO	h (cm)	Vu (ton)	u (cm)	ΣPu (ton)	Q
5	300	110.16	1.11	497	0.016679
4	300	129.75	1.29	1159	0.038400
3	300	172.41	1.42	1821	0.049989
2	300	208.75	1.37	2483	0.054318
1	320	234.25	0.98	3145	0.041118

Dirección Y:

PISO	h(cm)	Vu(ton)	u(cm)	ΣPu (ton)	Q
5	300	116.48	0.14	497	0.001990
4	300	221.1	0.15	1159	0.002620
3	300	294.14	0.15	1821	0.003095
2	300	343.2	0.13	2483	0.003135
1	320	369.1	0.08	3145	0.002130

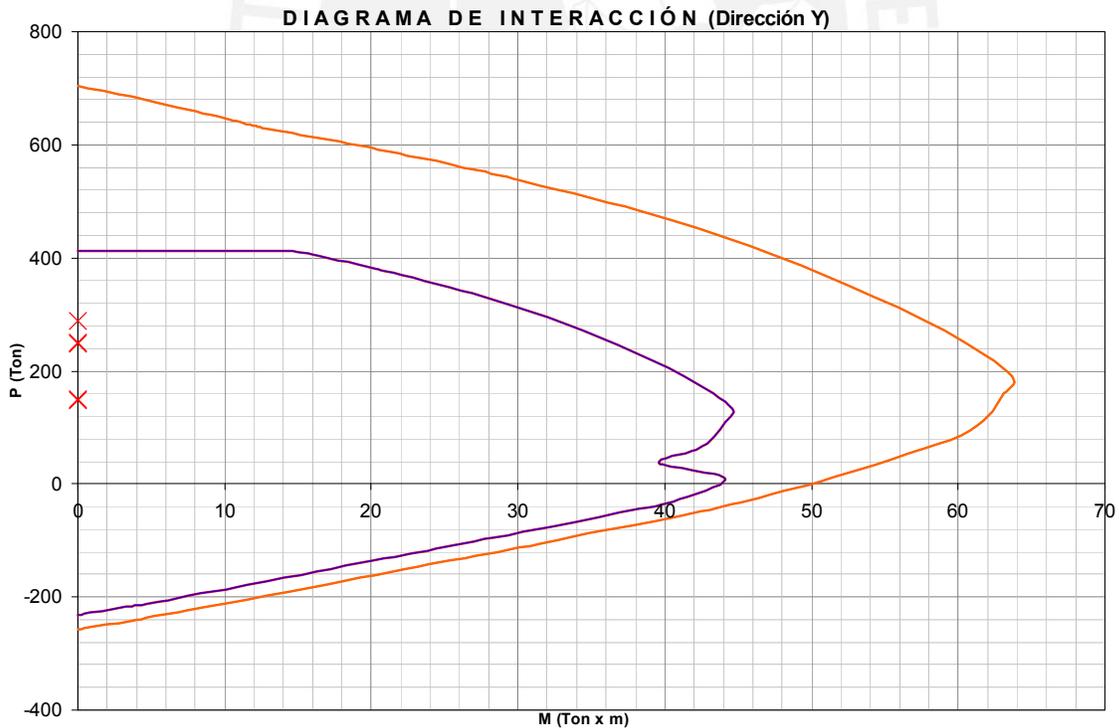
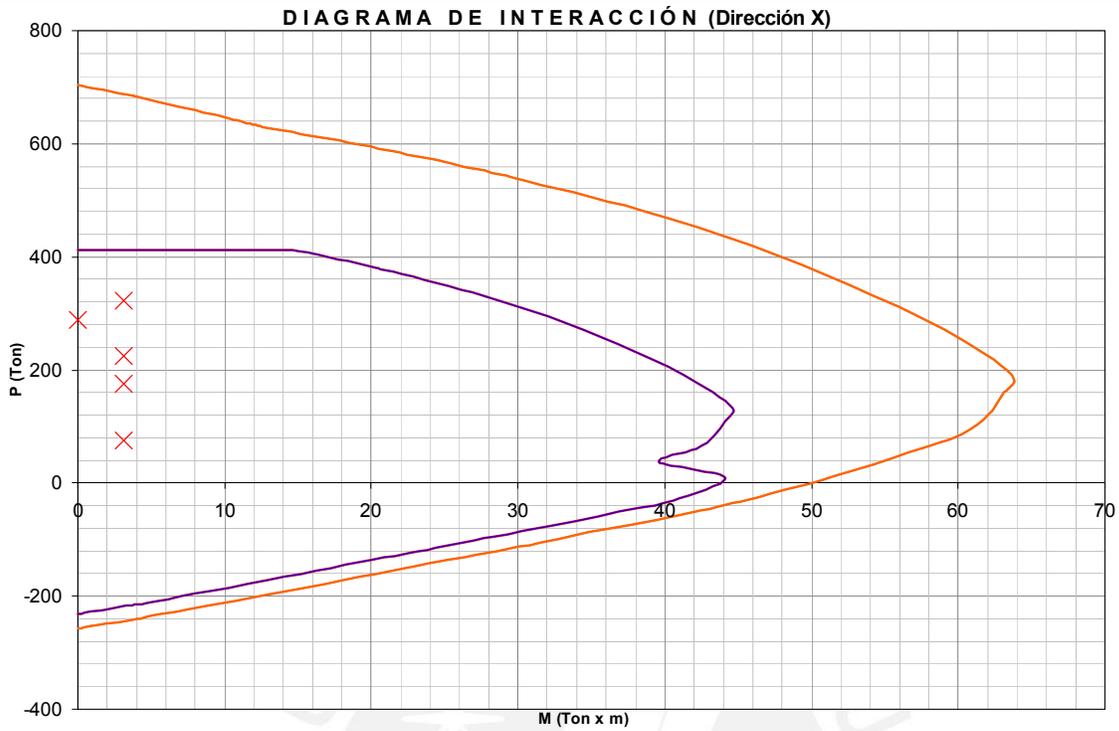
El mayor índice de estabilidad Q en la dirección X es 0.054 y en la dirección Y es 0.0031. En ningún entrepiso el índice de estabilidad supera el valor 0.06 por lo que se despreciará el efecto global de esbeltez, $\delta_g = 1$.

Diseño por Flexocompresión de la Columna P2:

Las combinaciones de carga y el diagrama de Interacción respectivo (columna reforzada con 12 Φ 1") para el nivel del sótano se muestran a continuación:

Sótano:

COMBINACIONES	Dirección X		Dirección Y	
	Pu(ton)	Mu(tonxm)	Pu(ton)	Mu(tonxm)
1.4CM+1.7CV	289	0.0	289	0.0
1.25(CM+CV) + CS	323	3.1	249	0.0
1.25(CM+CV) - CS	175	-3.1	248	0.0
0.9(CM) + CS	223	3.1	150	0.0
0.9(CM) - CS	75	-3.1	149	0.0

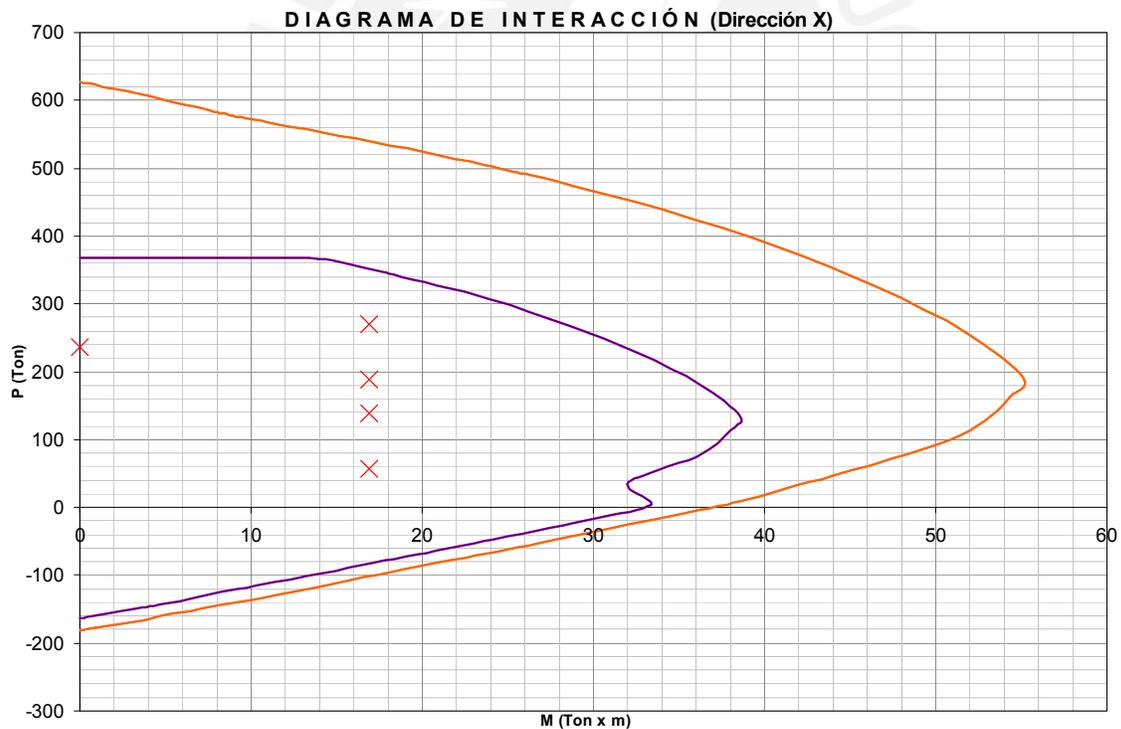


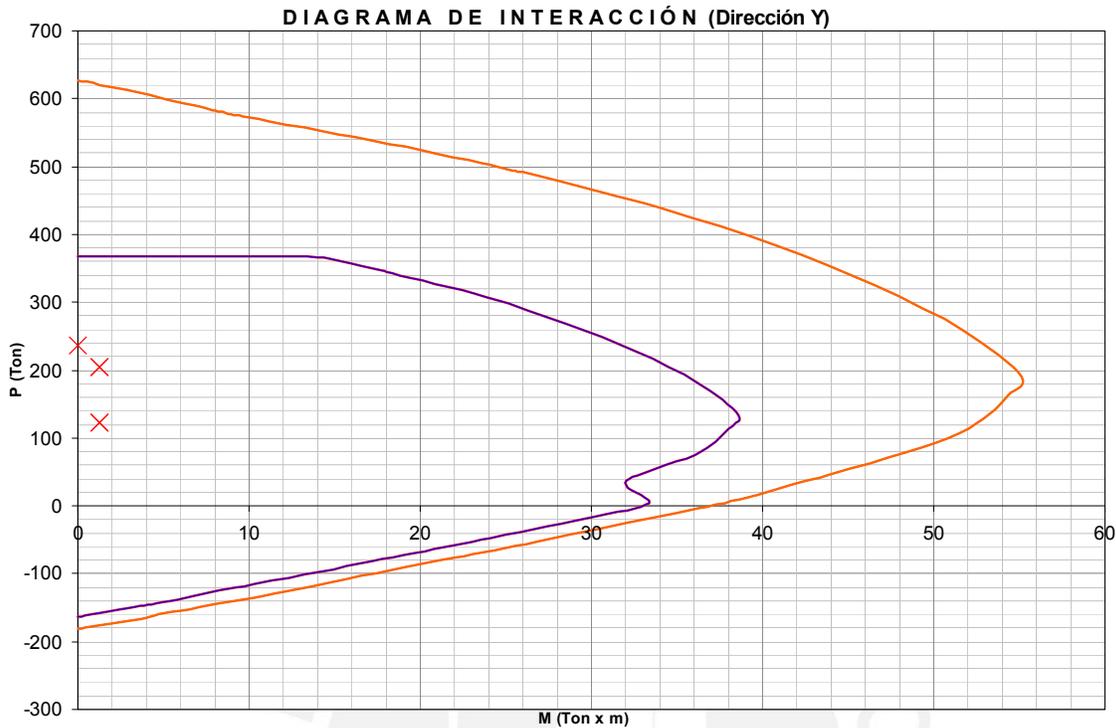
En todos los casos estamos cumpliendo con las sollicitaciones. Ambos diagramas de interacción son iguales ya que la columna y la distribución de acero de refuerzo son simétricas.

Las combinaciones de carga y el diagrama de Interacción respectivo (columna reforzada con 4Φ1”+8Φ3/4”) para el primer piso se muestran a continuación:

1er Piso:

COMBINACIONES	Dirección X		Dirección Y	
	Pu(ton)	Mu(tonxm)	Pu(ton)	Mu(tonxm)
1.4CM+1.7CV	237	0.0	237	0
1.25(CM+CV) + CS	271	16.92	205	1
1.25(CM+CV) - CS	138	-16.92	204	-1
0.9(CM) + CS	189	16.92	123	1
0.9(CM) - CS	57	-16.92	122	-1





En todos los casos estamos cumpliendo con las solicitaciones.

Diseño por Flexión Biaxial:

La flexión biaxial ocurre cuando se tienen momentos flectores en ambas direcciones actuando a la vez. Esta condición será importante en el caso de estructuras que tengan losas armadas en dos direcciones.

Por otro lado, se puede presentar el momento flector por cargas de gravedad en una dirección y momento flector de sismo en la otra.

Según la Norma E-060, el diseño biaxial usa como método aproximado la Ecuación de Bresler:

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{\phi P_{nx}} + \frac{1}{\phi P_{ny}} - \frac{1}{\phi P_{no}}$$

Donde:

P_u = Resistencia última en flexión biaxial

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

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

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

Para que la ecuación sea válida se debe cumplir que $P_u / \phi P_{no} \geq 0.1$ y para valores menores que 0.1 se usará $(M_{ux} / \phi M_{nx}) + (M_{uy} / \phi M_{ny}) \leq 1.0$

donde ϕM_{nx} y ϕM_{ny} son las resistencias de diseño de la sección respecto a los ejes X e Y respectivamente.

Cabe resaltar que el Método de Bresler supone un diseño previo de columna, puesto que con el acero colocado se verificará la resistencia de flexión biaxial.

En este caso se analizará el momento flector por cargas de gravedad en la dirección Y y el momento flector de sismo en la dirección X de la columna P2 para el primer piso:

Dirección X:

$$P_u = 1.25 \times (137 + 27) + 63 = 268 \text{ton.}$$

$$M_{ux} = 1.25 \times (0 + 0) + 16.92 = 16.92 \text{ton.m}$$

$$e_x = 17 / 268 = 0.063$$

$$e_x / t_x = 0.063 / 0.50 = 0.126$$

La columna tiene un refuerzo = $4\phi 1'' + 8\phi 3/4''$, lo que significa un

$$\rho = [(4 \times 5.1) + (8 \times 2.84)] / (50 \times 50) = 1.72\%$$

Entrando al Abaco con $g = (50 - 12) / 50 = 0.76 = 0.8$ y acero repartido en el perímetro obtenemos un $\phi P_{nx} = K \times f'_c \times b \times t = 0.58 \times 210 \times 50 \times 50 = \mathbf{305 \text{ton.}}$

Dirección Y:

$$P_u = 268 \text{ton.}$$

$$M_{uy} = 1.25 \times (0.34 - 0.18) + 0 = 0.20 \text{ton.m}$$

$$e_y = 0.20 / 268 = 0.000746$$

$$e_y / t_y = 0.000738 / 0.50 = 0.0015$$

La columna tiene un refuerzo = $4\phi 1'' + 8\phi 3/4''$, lo que significa un $\rho = 1.72\%$

Entrando al Abaco con $g = 0.8$ y acero repartido en el perímetro obtenemos un $\phi P_{ny} = K \times f'_c \times b \times t = 0.82 \times 210 \times 50 \times 50 = \mathbf{431 \text{ton.}}$

Por otro lado,

$$\phi P_{no} = 0.7 \times [0.85 \times 210 \times (2500 - 43.12) + (4200 \times 43.12)] = \mathbf{434 \text{ton.}}$$

Verificamos la condición de la ecuación de Bresler:

$$P_u / \phi P_{no} = 268 / 434 = 0.62 \geq 0.1 \text{ cumple.}$$

$$\frac{1}{P_u} \geq \frac{1}{305} + \frac{1}{431} - \frac{1}{434}$$

$\underline{1} \geq 0.00328 + 0.00232 - 0.00230 = 0.00330$, entonces $P_u \leq 303\text{ton}$.

P_u

Como en este caso $P_u = 271\text{ton}$ Estamos cumpliendo con el requerimiento de Flexión Biaxial.

Diseño por Fuerza Cortante:

Los elementos sometidos a flexocompresión como es el caso de columnas, se diseñan también con el criterio de evitar la falla frágil. Se busca entonces que la columna falle por flexión antes que por cortante. Para esto la fuerza cortante se determinará a partir de las resistencias nominales a flexión en ambos extremos de la luz libre de la columna debidos a la carga axial última. Esta carga axial deberá dar como resultado el mayor momento nominal.

La expresión de la fuerza cortante última es la siguiente:

$$V_u = (M_n \text{ inf} + M_n \text{ sup}) / h_n \leq \Phi (V_c + V_s)$$

$M_n \text{ inf.}$ = momento nominal inferior en el extremo de la luz libre.

$M_n \text{ sup.}$ = momento nominal superior en el extremo de la luz libre.

h_n = altura o luz libre de la columna.

El concreto en columnas tiene una contribución en la resistencia al corte diferente al de las vigas puesto que existe la carga axial, esta expresión según la norma peruana es:

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f'_c} \times [1 + N_u / (140 \times A_g)] \times b_w \times d$$

N_u = carga axial última en Kg.

A_g = área bruta de la sección en cm^2 .

b_w = ancho de la sección.

d = peralte efectivo de la sección.

La contribución del refuerzo transversal es:

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

La Norma indica que la distribución de estribos en la columna deberá cumplir los siguientes requisitos:

- Se tendrá una longitud de confinamiento en ambos extremos de la columna igual a “ l_o ”. Ésta se medirá desde la cara del nudo y tendrá una longitud menor que el mayor de estos tres valores:
 - a. Un sexto de la luz libre de la columna ($h_n/6$).
 - b. La máxima dimensión de la sección transversal de la columna.
 - c. 50cm.

En este caso tenemos:

- a. $225 / 6 = 37.5\text{cm}$.
- b. 50cm.
- c. 50cm.

- Dentro de la zona de confinamiento se tendrá un espaciamiento “ S_o ”, éste no deberá exceder al menor de estos tres valores:
 - a. Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
 - b. La mitad de la dimensión menor de la sección transversal de la columna.
 - c. 10cm.

En este caso tenemos:

- a. $8 \times (2.54) \text{ ó } 8 \times (1.9) = 20.3 \text{ ó } 15.2\text{cm}$
- b. $50 / 2 = 25\text{cm}$.
- c. 10cm.

- El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento no deberá exceder de:
 - a. 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro.
 - b. 48 veces el diámetro de la barra de los estribos.
 - c. La menor dimensión de la sección transversal de la columna.
 - d. 30cm.

En este caso tenemos:

- a. $16 \times (2.54) \text{ ó } 16 \times (1.9) = 40.6 \text{ ó } 30.4\text{cm}$.
- b. $48 \times (0.95) = 45.6\text{cm}$. (Usando estribos de $\Phi 3/8$)
- c. 50cm.
- d. 30cm.

- El espaciamiento dentro del nudo no deberá exceder de 15cm.

De acuerdo al diagrama de interacción (dirección X) de la columna P2 en el sótano, se hallará el valor de Mn para cada combinación:

COMBINACIONES	Pu(ton)	Mn(tonxm)
1.25(CM+CV) + CS	323	55.5
1.25(CM+CV) - CS	175	63.7
0.9(CM) + CS	223	62.1
0.9(CM) - CS	75	59.2

$$V_u = (63.7 + 63.7) / 2.45 = 52\text{ton.}$$

Aporte del concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (\sqrt{210}) \times [1 + (175 \times 1000) / (140 \times 50 \times 50)] \times 50 \times 44 = 21.54\text{ton.}$$

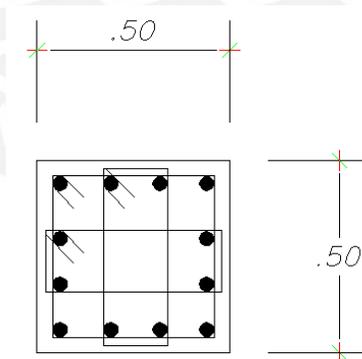
Aporte del refuerzo:

$$V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi = (52 - 21.54) / 0.85 = 35.83\text{ton.}$$

Separación de estribos de $\Phi 3/8"$:

$$s = [(4 \times 0.71) \times 4200 \times 44] / (35.83 \times 1000) = 15\text{cm.}$$

El armado de columna P2 en el sótano se muestra a continuación:



12 Φ 1"
3 ∇ 3/8" Φ : 1@.05,
6@.10, Resto@.15

De acuerdo al diagrama de interacción (dirección X) de la columna P2 en el primer piso, se hallará el valor de Mn para cada combinación:

COMBINACIONES	Pu(ton)	Mn(tonxm)
1.25(CM+CV) + CS	271	51.2
1.25(CM+CV) - CS	138	53.3
0.9(CM) + CS	189	55.6
0.9(CM) - CS	75	46.1

$$V_u = (55.6 + 55.6) / 2.45 = 45.39\text{ton.}$$

Aporte del concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times (\sqrt{210}) \times [1 + (189 \times 1000) / (140 \times 50 \times 50)] \times 50 \times 44 = 22\text{ton.}$$

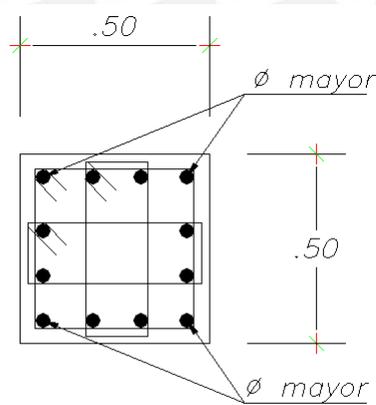
Aporte del refuerzo:

$$V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi = (45.39 - 22) / 0.85 = 27.52\text{ton.}$$

Separación de estribos de $\Phi 3/8"$:

$$s = [(4 \times 0.71) \times 4200 \times 44] / (27.52 \times 1000) = 19\text{cm.}$$

El armado de la columna P2 en el primer piso se muestra a continuación:



4 ϕ 1" + 8 ϕ 3/4"
 3 \square 3/8" ϕ : 1@.05,
 6@.10, Resto@.15

CAPITULO 9. DISEÑO DE PLACAS:

Los muros de corte ó placas son elementos estructurales de gran importancia dentro de las edificaciones de concreto armado. Brindan rigidez y controlan las deformaciones mejor que el sistema conformado a base de pórticos. Estas soportan cargas laterales y verticales por sismo y cargas verticales por gravedad. Absorben fuerzas cortantes y momentos flectores elevados.

El diseño al igual que en las columnas, se realiza por flexocompresión y por cortante. Las combinaciones de carga son las mismas expuestas en capítulos anteriores.

9.1 Diseño de la Placa - 5 (2.75x0.25):

Para el sótano y primer piso los valores de las cargas axiales y momentos flectores se tabularán a continuación:

Sótano:

CARGA	DIRECCION X
Pcm (ton)	168
Pcv (ton)	26
Pcs (ton)	0.0
Mcm (ton.m)	2.22
Mcv (ton.m)	0.58
Mcs (ton.m)	291.22

1er Piso:

CARGA	DIRECCION X
Pcm (ton)	150
Pcv (ton)	24
Pcs (ton)	0.0
Mcm (ton.m)	2.22
Mcv (ton.m)	0.58
Mcs (ton.m)	342.82

Diseño por Flexocompresión:

Para diseñar una placa por flexocompresión es necesario saber si se comportará como un elemento esbelto. La norma Peruana dice que la relación entre la altura total (H) de la placa y su longitud (L) deberá ser mayor que 1 ($H/L > 1$). En este caso tenemos $H=15\text{m}$ y $L=2.75\text{m}$ y una relación igual a 5.45 con lo cual estamos cumpliendo la recomendación.

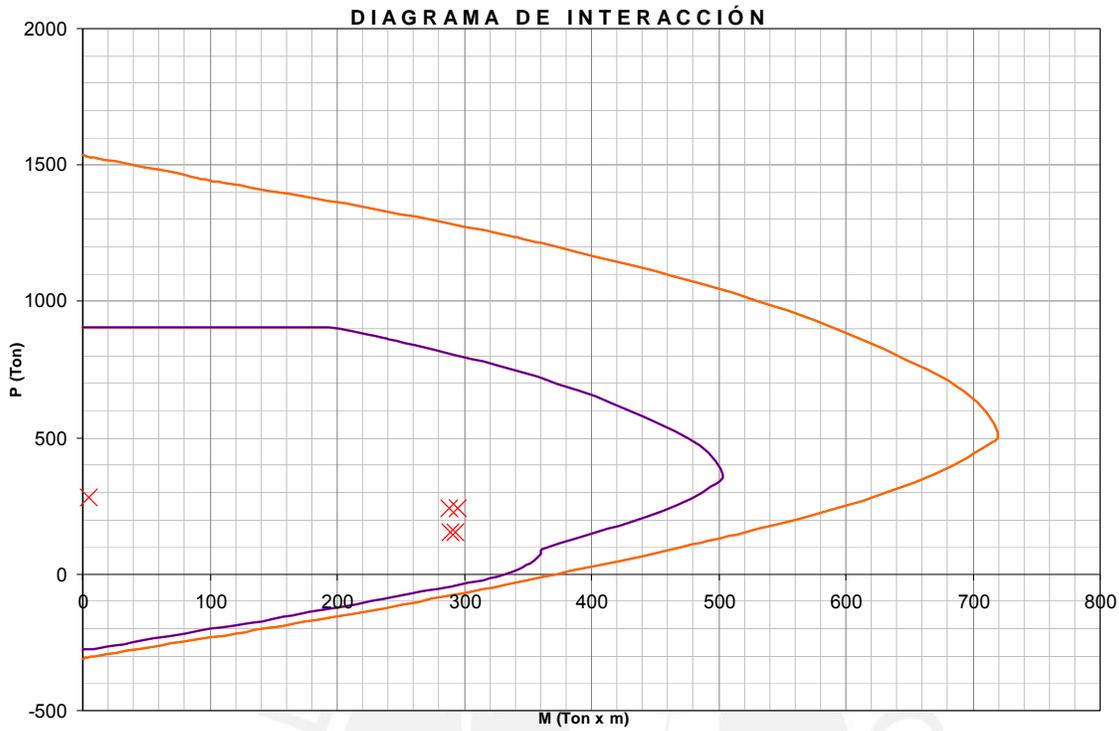
Cuando se diseñan las placas, se suele colocar un refuerzo repartido vertical y horizontal en toda la longitud y altura de la placa. En los extremos se tiene un refuerzo vertical concentrado denominado núcleo, el cual se emplea también cuando las vigas se apoyan perpendicularmente al eje de la placa.

Teniendo claro el refuerzo vertical a utilizar, se procederá con realizar el diagrama de interacción de la sección. Se verificará que las todas las combinaciones de carga sean menores que los resistidos por la placa.

Las combinaciones de carga y el diagrama de Interacción respectivo (placa reforzada con $4\Phi 1''+4\Phi 3/4''$ en los núcleos y $\Phi 3/8''@.25$ repartido) para el nivel del sótano se muestran a continuación:

Sótano:

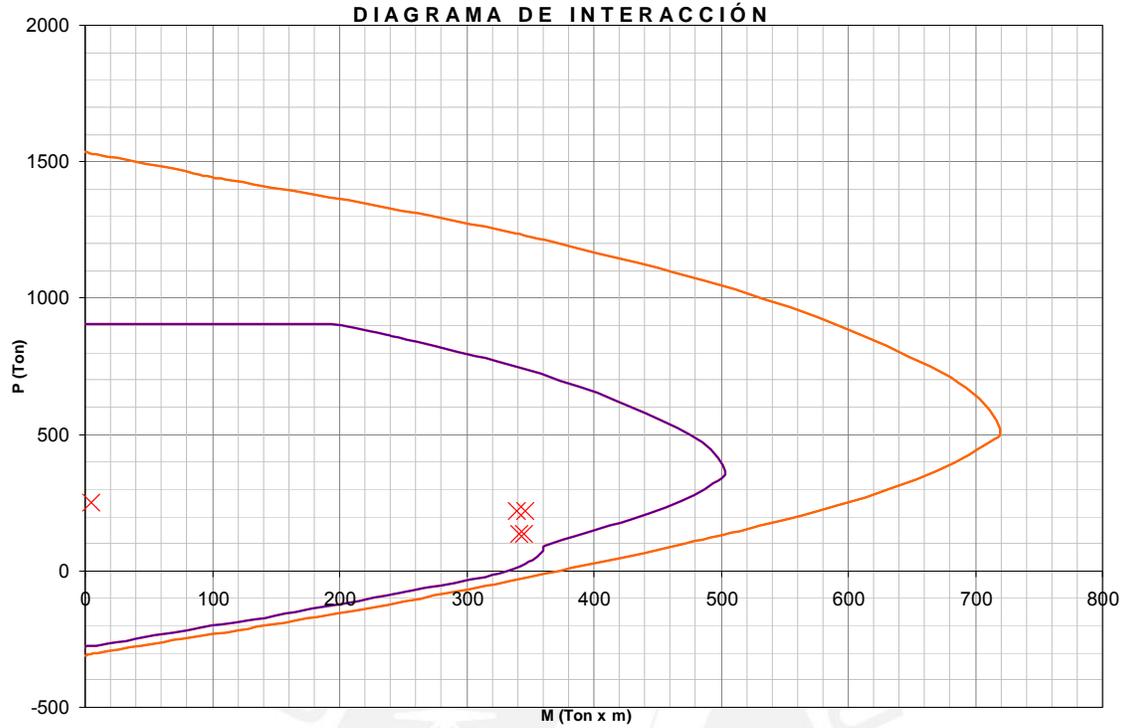
COMBINACIONES	Dirección X	
	Pu(ton)	Mu(tonxm)
1.4CM+1.7CV	280	4.09
1.25(CM+CV) + CS	243	294.73
1.25(CM+CV) - CS	243	-287.73
0.9(CM) + CS	152	293.22
0.9(CM) - CS	152	-289.23



Las combinaciones de carga y el diagrama de Interacción respectivo (placa reforzada con $4\Phi 1''+4\Phi 3/4''$ en los núcleos y $\Phi 3/8''@.25$ repartido) para el primer piso se muestran a continuación:

1er Piso:

COMBINACIONES	Dirección X	
	Pu(ton)	Mu(tonxm)
1.4CM+1.7CV	251	4.09
1.25(CM+CV) + CS	218	346.33
1.25(CM+CV) - CS	218	-287.73
0.9(CM) + CS	135	344.82
0.9(CM) - CS	135	-340.83



El diseño de esta placa está cumpliendo con los requisitos de flexocompresión. Se puede ver que la placa está sometida a esfuerzos altos debido a la poca densidad de muros en la dirección X.

Diseño por Fuerza Cortante:

Las placas se diseñan de acuerdo a fuerzas en el mismo plano que generan esfuerzos. Se debe tener en consideración la siguiente condición:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n = (V_c + V_s) \leq 2.6 \sqrt{f_c} \times t \times d$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times t \times d$$

Donde:

t = ancho de la placa.

d = distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide de las fuerzas en tracción del refuerzo, se suele considerar $d = 0.8 L$ (longitud de la placa).

V_n no deberá exceder de $2.6 \sqrt{f_c} \times t \times d$.

El diseño por fuerza cortante es importante en placas, se buscará siempre un refuerzo mayor por cortante que por flexión para que no ocurra una falla frágil, para esto la Norma E-060 indica un factor de amplificación para la fuerza cortante sísmica.

La fuerza cortante de diseño se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_u \geq (M_n \times V_{ua}) / M_{ua}$$

Donde:

M_n = momento nominal de la sección asociado a P_u .

M_{ua} = es el momento de sismo proveniente del análisis.

V_{ua} = es el cortante de sismo proveniente del análisis.

M_n / M_{ua} no deberá ser mayor que el coeficiente de reducción R .

La contribución del refuerzo transversal es:

$$V_s = A_v \times f_y \times d / s$$

La Norma indica que la cuantía mínima del refuerzo horizontal por corte (ρ_h) no será menor que 0.0025 y cuando $V_u \leq 0.5\phi V_c$ la cuantía mínima no será menor que 0.0020.

El espaciamiento del refuerzo horizontal no deberá exceder los tres valores siguientes:

- $L/5$.
- $3t$.
- 40cm.

En este caso tenemos:

- $275 / 5 = 55\text{cm}$.
- $3(25) = 75\text{cm}$.
- 40cm.

Este refuerzo deberá ser anclado en los núcleos confinados extremos de la placa.

La cuantía de refuerzo vertical por corte será:

$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - H/L) (\rho_h - 0.0025) \geq 0.0025$, no deberá ser mayor que el refuerzo horizontal requerido y cuando $V_u \leq 0.5\phi V_c$ la cuantía mínima no será menor que 0.0015.

El espaciamiento del refuerzo vertical no deberá exceder los tres valores siguientes:

- a. $L/3$.
- b. $3t$.
- c. 40cm.

En este caso tenemos:

- a. $275 / 3 = 92\text{cm}$.
- b. $3(25) = 75\text{cm}$.
- c. 40cm.

En el caso de la Placa - 5, en el sótano y primer piso tenemos las siguientes fuerzas cortantes:

PISO	Vu(ton)
SOTANO	92.17
1	91.28

Del diagrama de interacción de la placa en el sótano obtenemos el momento nominal asociado a P_u :

$$M_n = 580\text{ton.m}$$

$$M_{ua} = 291.23\text{ton.m}$$

$$M_n / M_{ua} = 580 / 291.23 = 1.99$$

$$V_u = 1.99 \times (92.17) = 183.56\text{ton.}$$

Aporte del concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times t \times d = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times (0.8 \times 275) = 35.91\text{ton.}$$

Aporte del refuerzo:

$$V_s = (V_u - \Phi V_c) / \Phi = (183.56 - 35.91) / 0.85 = 173.70\text{ton.}$$

Separación de estribos de $\Phi 3/8$ ":

$$s = A_v \times f_y \times d / V_s = [(2 \times 0.71) \times 4200 \times (0.8 \times 275)] / (173.70 \times 1000) = 7.55\text{cm.}$$

Separación de estribos de $\Phi 1/2$ ":

$$s = [(2 \times 1.29) \times 4200 \times (0.8 \times 275)] / (173.70 \times 1000) = 13.72\text{cm.}$$

Separación de estribos de $\Phi 5/8$ ":

$$s = [(2 \times 2) \times 4200 \times (0.8 \times 275)] / (173.70 \times 1000) = 21.27\text{cm.}$$

Se colocarán dos barras de $\Phi 1/2"@.125$ ó $\Phi 5/8"@.20$ en toda la altura de la placa en el sótano.

$$\text{Cuantía horizontal} = 2 \times (1.29 / .125) / (100 \times 25) = 20.64 / 2500 = 0.0082.$$

$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - 15/2.75)(0.0082 - 0.0025) = -0.0059$$

$$\text{Pero tenemos una cuantía vertical} = 2 \times (0.71 / .23) / (100 \times 25) = 6.17 / 2500 = 0.0025.$$

Del diagrama de interacción de la placa en el primer piso obtenemos el momento nominal asociado a P_u :

$$M_n = 570 \text{ ton.m}$$

$$M_{ua} = 342.83 \text{ ton.m}$$

$$M_n / M_{ua} = 570 / 342.83 = 1.66$$

$$V_u = 1.66 \times (91.28) = 151.52 \text{ ton.}$$

Aporte del concreto:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 25 \times (0.8 \times 275) = 35.91 \text{ ton.}$$

Aporte del refuerzo:

$$V_s = (151.52 - 35.91) / 0.85 = 136 \text{ ton.}$$

Separación de estribos de $\Phi 3/8"$:

$$s = [(2 \times 0.71) \times 4200 \times (0.8 \times 275)] / (136 \times 1000) = 9.64 \text{ cm.}$$

Separación de estribos de $\Phi 1/2"$:

$$s = [(2 \times 1.29) \times 4200 \times (0.8 \times 275)] / (136.01 \times 1000) = 17.52 \text{ cm.}$$

Se colocarán dos barras de $\Phi 1/2"@.15$ en toda la altura de la placa en el primer piso.

$$\text{Cuantía horizontal} = 2 \times (1.29 / .15) / (100 \times 25) = 17.2 / 2500 = 0.0068.$$

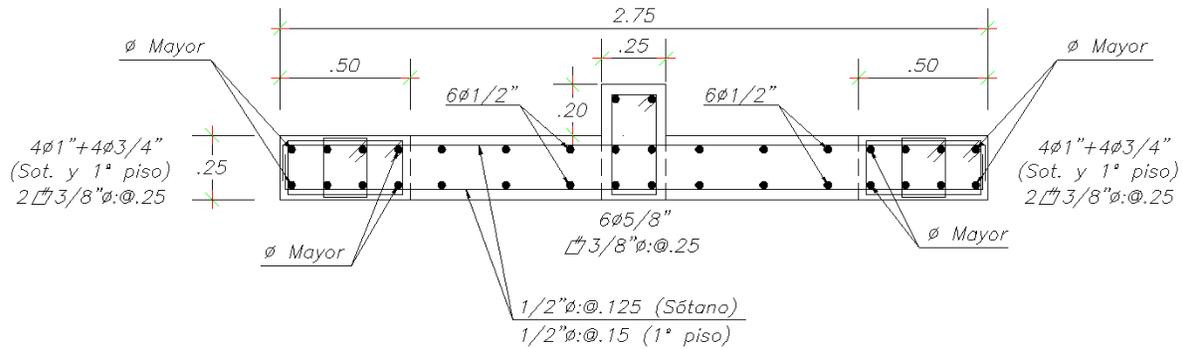
$$\rho_v \geq 0.0025 + 0.5 \times (2.5 - 15/2.75)(0.0068 - 0.0025) = -0.0038$$

$$\text{Pero tenemos una cuantía vertical} = 2 \times (0.71 / .23) / (100 \times 25) = 6.17 / 2500 = 0.0025.$$

Cuando hablamos de fuerza cortante, ésta tiene su valor máximo en el sótano y va disminuyendo conforme se vaya subiendo en altura.

Cuando hablamos de momento flector, éste tiene su valor máximo en el primer piso y va disminuyendo conforme se vaya subiendo y bajando en altura.

El refuerzo de la Placa - 5 para el sótano y primer piso se muestra a continuación:



CAPITULO 10. DISEÑO DE LA CIMENTACION:

La cimentación es una etapa importante dentro del diseño de un edificio de concreto armado. Todas las cargas de gravedad y de sismo se transmiten a través de las vigas y columnas y luego a las zapatas, cuyas dimensiones permiten transmitir una presión menor o igual a la que el suelo puede resistir.

La resistencia admisible del terreno la suele dar el estudio de mecánica de suelos, este dato es fundamental para poder diseñar la cimentación así como el ángulo de fricción interna, el peso unitario, y el perfil del suelo.

Los datos del estudio de suelos son los siguientes:

Presión Admisible del suelo:	4kg/cm ²
Angulo de fricción interna del suelo (Φ):	38
Peso Unitario del suelo (γ):	1.9ton/m ³

En la cimentación del presente edificio se tienen zapatas aisladas, zapatas conectadas con vigas de cimentación, zapatas combinadas, cimientos corridos armados y no armados.

Las zapatas de las columnas P1, P3 y P5 se encuentran conectadas con vigas de cimentación a las zapatas de la Placa-1 y de la Placa-2. Estas placas están en el límite de propiedad y la carga vertical que se transmite a través de ellas genera excentricidades respecto al centro de gravedad del cimiento, ya que estos sólo pueden crecer hacia adentro. Para soportar el momento flector originado por la carga vertical y la excentricidad, se colocan las vigas de cimentación.

La columna P1 que se encuentra en el cruce de los ejes D y F con 2, la Placa-5, la columna P2 ubicada entre los ejes F con 3 y la columna P4 tienen una zapata aislada, ubicada entre los ejes C y E con 5.

La Placa-3 y la Placa-4 corresponden a la escalera principal y ascensor respectivamente, tienen una zapata combinada ya que ambas se encuentran muy próximas entre sí.

Los muros del sótano están ubicados en el perímetro en los ejes 1, 7, A y G.

Veremos a continuación el diseño de una zapata aislada, una zapata conectada y una zapata combinada.

10.1 Diseño de la zapata aislada de la columna P2:

La columna P2 (.50x.50) tiene las siguientes cargas en servicio:

CARGA	DIRECCION X	DIRECCION Y
Pcm (ton)	166	166
Pcv (ton)	33	33
Pcs (ton)	59	0.0
Mcm (ton.m)	0.0	0.0
Mcv (ton.m)	0.0	0.0
Mcs (ton.m)	2.47	0.0

Dimensionamiento de la zapata:

Para calcular la zapata se considerará un cuadrado de dimensiones B x B, teniendo en cuenta la geometría de la columna. Con esta área, la presión que se transmite al terreno deberá ser menor o igual a la capacidad admisible del suelo.

$$\text{Área tentativa} = 1.05 \times (P_{cm} + P_{cv}) / (0.9 \times 40) = 1.05 \times (166 + 33) / 36 = 5.80\text{m}^2$$

$$\text{La diferencia de lados de la columna} = 0.50 - 0.50 = 0.0\text{m}$$

Tendremos entonces B = 2.50m, el área será 6.25m² y los volados de la zapata serán (2.50 - 0.50) / 2 = 1.0m.

Verificación con momentos de gravedad:

Se debe cumplir la siguiente condición:

$$\sigma = (P / A) + (M_x)(c) / I + (M_y)(c) / I < 40 \text{ ton/m}^2$$

donde: P = carga axial.

A = área de la zapata.

M_x = momento flector en la dirección X.

M_y = momento flector en la dirección Y.

c = centro de gravedad de la zapata.

I = inercia de la zapata.

$$\begin{aligned} \sigma &= 1.05 \times (166 + 33) / (6.25) + (0.0 + 0.0) \times (1.25) / (3.25) + (0.0 + 0.0) \times (1.25) / (3.25) \\ &= 33.43 \text{ ton/m}^2 < 40 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

Verificación con Momentos de Sismo en la Dirección X e Y:

El esfuerzo del terreno se amplifica por 1.3 según la norma E-060.

$$\begin{aligned}\sigma_x &= 1.05 \times (166 + 33 + 59) / (6.25) + (0.0 + 0.0 + 2.47) \times (1.25) / (3.25) + \\ &\quad (0.0 + 0.0) \times (1.25) / (3.25) \\ &= 43.34 + 0.95 = 44.29 \text{ ton/m}^2 < 40 \times 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_y &= 1.05 \times (166 + 33) / (6.25) + (0.0 + 0.0) \times (1.25) / (3.25) + \\ &\quad (0.0 + 0.0 + 0.0) \times (1.25) / (3.25) \\ &= 33.43 + 0.0 + 0.0 = 33.43 \text{ ton/m}^2 < 40 \times 1.3 = 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.}\end{aligned}$$

Diseño por flexión:

Se hallará la cantidad de acero necesario para los volados de la zapata.

El volado es igual a 100cm y las dimensiones que se consideran en el diseño son $b = 100\text{cm}$ y $d = 70 - 10 = 60\text{cm}$.

Para efectos de diseño, la presión última del suelo se calcula amplificando por un factor de 1.5, así tendremos un valor de $40 \times 1.5 = 60\text{ton/m}^2$.

$$M_u = 60 \times (1.0^2) / 2 = 30.0\text{ton.m}$$

$$K_u = 8.33$$

$$\rho = 0.0023$$

$$A_s = 13.6\text{cm}^2.$$

Por lo que se colocará $\Phi 3/4" @ .20. (14.2\text{cm}^2)$

Diseño por Punzonamiento:

La zapata es una losa de bastante peralte que trabaja con volados en las dos direcciones, alrededor de la columna puede presentarse un tipo de falla denominado "cortante en dos direcciones" ó "punzonamiento". Es una falla que se presenta a lo largo de un perímetro de la columna, en una sección ubicada a "d/2" de la cara de la misma.

La resistencia del concreto para este caso es:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

donde: b_o = perímetro de la zona crítica.

d = peralte efectivo de la zapata.

Entonces,

$$d = h - 10 = 70 - 10 = 60\text{cm.}$$

$$b_o = 4 \times (d/2 + 50 + d/2) = 4 \times (30 + 50 + 30) = 440\text{cm.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210} \times 440 \times 60 = 357.70\text{ton.}$$

La fuerza de corte última es:

$$V_u = \sigma \times (A - A_o)$$

donde: A = área de la zapata.

A_o = área crítica.

Entonces,

$$A = 6.25\text{m}^2$$

$$A_o = (d/2 + 50 + d/2) \times (d/2 + 50 + d/2) = (30 + 50 + 30) \times (30 + 50 + 30) = 1.21\text{m}^2$$

$$V_u = 60 \times (6.25 - 1.21) = 302.4\text{ton.}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$.

Diseño por Fuerza Cortante:

El cortante para el diseño se obtiene a una distancia “ d ” de la cara de la columna.

La resistencia del concreto es:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

donde: b = ancho de la zapata.

d = peralte efectivo de la zapata.

Entonces,

$$d = h - 10 = 70 - 10 = 60\text{cm.}$$

$$b = 250\text{cm.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 250 \times 60 = 97.92\text{ton.}$$

La fuerza de corte última es:

$$V_u = \sigma \times A_c$$

donde: A_c = área de corte.

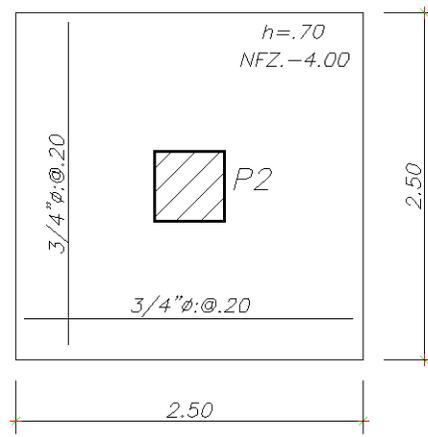
Entonces,

$$\begin{aligned} A_c &= (\text{volado} - d) \times b \\ &= (1.0 - 0.60) \times 2.50 \\ &= 1.0\text{m}^2. \end{aligned}$$

$$V_u = 60 \times 1.0 = 60\text{ton}.$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$.

El refuerzo de la zapata de la columna P2 se muestra a continuación:



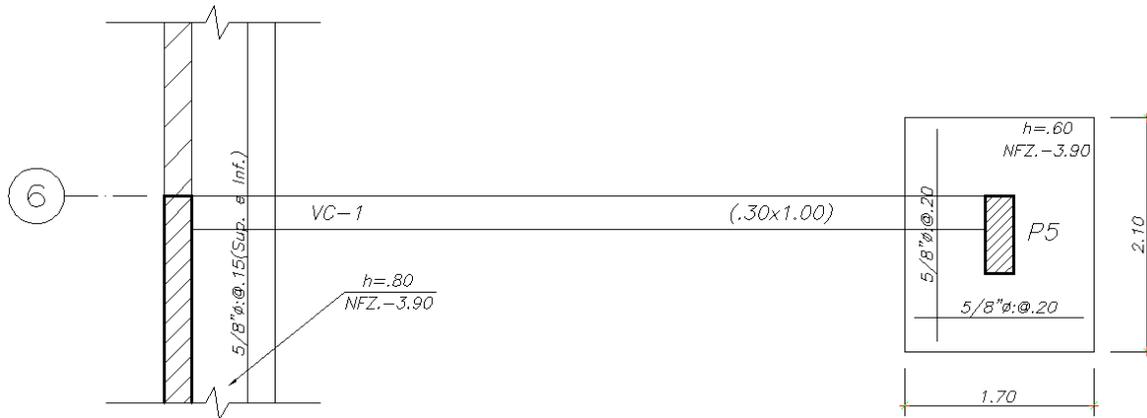
10.2 Diseño de la viga de cimentación VC-1(.30x1.00):

En el eje A tenemos un cimiento de 1.0m de ancho y 0.80m de altura correspondiente a las placas 1 y 2 del edificio.

Debido a que las placas se encuentran en el límite de propiedad de la planta, la carga vertical tiene una excentricidad respecto del centro de gravedad del cimiento. Esta excentricidad y la carga vertical producen un momento flector y su vez esfuerzos muy elevados que el suelo no es capaz de soportar. De esta manera se coloca una viga de cimentación que conecte este cimiento con un zapata aislada en la misma dirección para soportar todo el momento flector, así el suelo no se dará cuenta que existe una

excentricidad sino solamente tendrá una presión uniformemente repartida gracias a que esta viga de cimentación controla el giro.

En este caso se conecta el cimientado de la placa 2 y la zapata de la columna P5 con una viga de cimentación de (.30x1.00).



La carga vertical última de gravedad se denomina “Pu” y la excentricidad “e” respecto al centro de gravedad del cimientado es:

$$e = B / 2 - t / 2$$

siendo: B = ancho del cimientado.

t = espesor de la placa por donde se transmite la carga P.

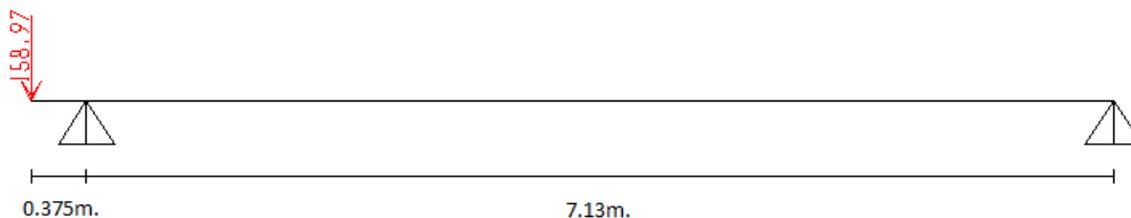
Entonces,

$$e = 1.0 / 2 - 0.25 / 2 = 0.375\text{m.}$$

$$Pu = 159\text{ton. (Combinación 1.4CM + 1.7CV)}$$

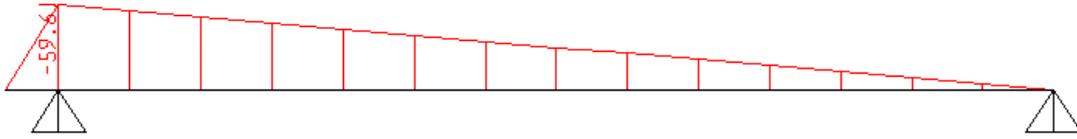
$$Pu = 134\text{ton. (Combinación 1.25x(CM + CV) + CS)}$$

Se muestra el estado de cargas de la viga de cimentación VC-1 (.30x1.00):



El momento flector último generado es $M_u = P_u \times e = 159 \times 0.375 = 59.63 \text{ ton.m}$

Se muestra a continuación el diagrama de momento flector último en la viga:



Las dimensiones a considerar en el diseño son $b = 30$ y $d = 92 \text{ cm}$.

$K_u = 23.48$ y $\rho = 0.0067$ entonces $A_s = 18.6 \text{ cm}^2$, colocamos $3\Phi 3/4" + 2\Phi 1" + 1\Phi 1"$ (23.82 cm^2).

Se armará la viga corriendo $3\Phi 3/4"$ (8.52 cm^2) superior e inferiormente. Se cumple con que el acero colocado inferior sea por lo menos $1/3$ del acero colocado superior ($23.82/3 = 7.94 \text{ cm}^2$).

La fuerza cortante última en la viga es constante:

$$V_u = M_u / L$$

siendo: $L =$ longitud de la viga de cimentación

Entonces,

$$V_u = 59.61 / 7 = 8.52 \text{ ton.}$$

Se muestra a continuación el diagrama de fuerza cortante última en la viga:



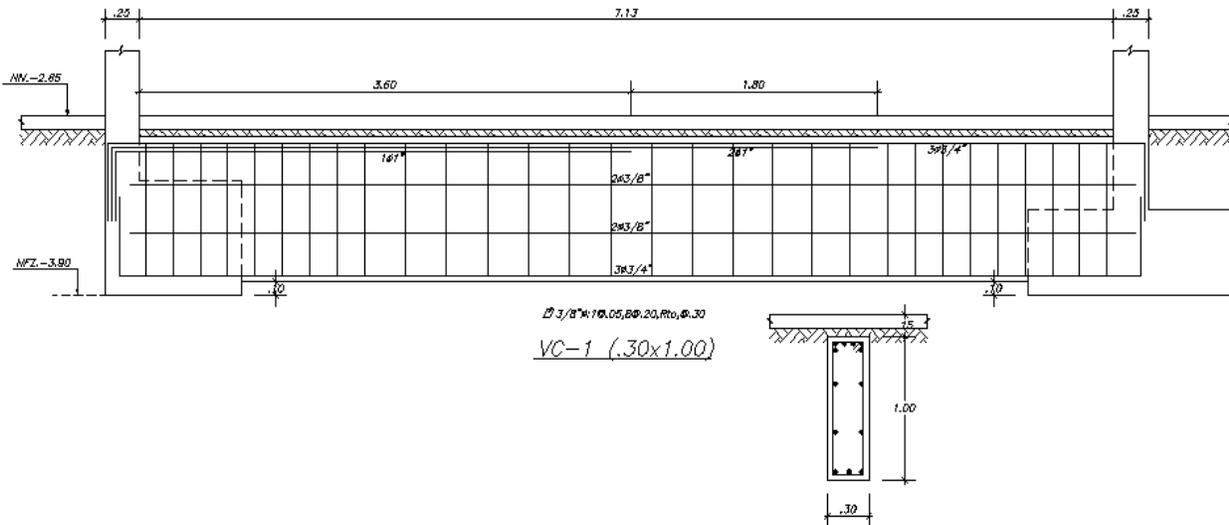
El aporte del concreto es:

$$\phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 30 \times 92 = 18.02 \text{ ton} > 8.51 \text{ ton}, \text{ se verifica que } \phi V_c > V_u.$$

La distribución de estribos para la viga será ($3/8" \Phi$, $1@.05$, $8@.20$, Resto $@.30$).

Se colocará acero repartido en el alma de la sección de la viga por ser una viga con peralte mayor a 90 cm .

El refuerzo de la viga de cimentación se muestra a continuación:



10.3 Diseño de la zapata placas ascensor y escalera:

Debido a que las placas 3 y 4 (escalera principal y ascensor) se encuentran ubicadas muy cerca una de la otra, es probable que las dimensiones de sus zapatas analizadas por separado lleguen a tener contacto. Por esta razón convendrá juntar las zapatas y tener una zapata combinada.

Las placas en cuestión se encuentran en el cruce de los ejes C y E con 4.

Sabemos que la dirección débil del edificio es la dirección X, por lo que resultará conveniente analizar los esfuerzos debidos a las cargas de sismo en esta dirección.

Las cargas de gravedad son importantes y los momentos flectores debidos a cargas de gravedad son bajos en comparación con los momentos flectores sísmicos.

La verificación de esfuerzos en el suelo quedará gobernada entonces por las cargas axiales de gravedad y los momentos flectores de sismo.

Se presentan a continuación las cargas en el sótano de las placas 3 y 4:

Placa 3:

CARGA	DIRECCION X	DIRECCION Y
Pcm (ton)	101	101
Pcv (ton)	22	22
Pcs (ton)	25	8
Mcm (ton.m)	0.0	0.0
Mcv (ton.m)	0.0	0.0
Mcs (ton.m)	15.58	3.13

Placa 4:

CARGA	DIRECCION X	DIRECCION Y
Pcm (ton)	137	137
Pcv (ton)	28	28
Pcs (ton)	25	8
Mcm (ton.m)	0.0	0.0
Mcv (ton.m)	0.0	0.0
Mcs (ton.m)	31.92	3.69

Verificación con Momentos de Sismo en la Dirección X e Y en Placa 3:

$$\begin{aligned} \sigma x1 &= 1.10 \times (101 + 22 + 25) / (7.90) + (0.0 + 0.0 + 15.58) \times (1.70) / (3.18) + \\ &\quad (0.0 + 0.0) \times (2.40) / (12.43) \\ &= 20.61 + 8.32 = 28.93 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma x2 &= 1.10 \times (101 + 22 + 25) / (7.90) - (0.0 + 0.0 + 15.58) \times (1.70) / (3.18) - \\ &\quad (0.0 + 0.0) \times (2.40) / (12.43) \\ &= 20.61 - 8.32 = 12.29 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma y1 &= 1.10 \times (101 + 22 + 8) / (7.90) + (0.0 + 0.0) \times (1.70) / (3.18) + \\ &\quad (0.0 + 0.0 + 3.13) \times (2.40) / (12.43) \\ &= 18.24 + 0.6 = 18.84 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma y2 &= 1.10 \times (101 + 22 + 8) / (7.90) - (0.0 + 0.0) \times (1.70) / (3.18) - \\ &\quad (0.0 + 0.0 + 3.13) \times (2.40) / (12.43) \\ &= 18.24 - 0.6 = 17.64 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

Verificación con Momentos de Sismo en la Dirección X e Y en Placa 4:

$$\begin{aligned} \sigma x1 &= 1.10 \times (137 + 28 + 25) / (15.35) + (0.0 + 0.0 + 31.92) \times (1.85) / (17.52) + \\ &\quad (0.0 + 0.0) \times (2.08) / (22.04) \\ &= 13.61 + 3.37 = 16.98 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma x2 &= 1.10 \times (137 + 28 + 25) / (15.35) - (0.0 + 0.0 + 31.92) \times (1.85) / (17.52) - \\ &\quad (0.0 + 0.0) \times (2.08) / (22.04) \\ &= 13.61 - 3.37 = 10.24 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma y1 &= 1.10 \times (137 + 28 + 8) / (15.35) + (0.0 + 0.0) \times (1.85) / (17.52) + \\ &\quad (0.0 + 0.0 + 3.69) \times (2.08) / (22.04) \\ &= 12.39 + 0.35 = 12.74 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_2 &= 1.10 \times (137 + 28 + 8) / (12.54) - (0.0 + 0.0) \times (1.85) / (17.52) - \\ &\quad (0.0 + 0.0 + 3.69) \times (2.08) / (22.04) \\ &= 12.39 - 0.35 = 12.04 \text{ ton/m}^2 < 52 \text{ ton/m}^2, \text{ cumple.}\end{aligned}$$

Diseño por Flexión:

Veremos la cantidad de acero que satisface la resistencia de los volados de la zapata.

Para el volado de 60cm tomando como base una altura de zapata de 60cm tendremos:

$$M_u = 60 \times (0.60^2) / 2 = 10.80 \text{ ton.m}$$

$$K_u = 4.32$$

$$\rho = 0.0012$$

$$A_s = 5.8 \text{ cm}^2 \quad \text{Se colocará } \Phi 5/8" @ .20. (10 \text{ cm}^2)$$

Diseño por Punzonamiento:Placa 3:

La resistencia del concreto para este caso es:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

donde: b_o = perímetro de la zona crítica.

d = peralte efectivo de la zapata.

Entonces,

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50 \text{ cm.}$$

$$b_o = 1100 \text{ cm.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210} \times 1100 \times 50 = 745.22 \text{ ton.}$$

La fuerza de corte última es:

$$V_u = \sigma \times (A - A_o)$$

donde: A = área de la zapata.

A_o = área crítica.

Entonces,

$$A = 7.90 \text{ m}^2$$

$$A_o = 3.56 \text{ m}^2$$

$$V_u = 60 \times (7.90 - 3.56) = 260.4 \text{ ton.}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$.

Placa 4:

La resistencia del concreto para este caso es:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{f_c} \times b_o \times d$$

donde: b_o = perímetro de la zona crítica.

d = peralte efectivo de la zapata.

Entonces,

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50\text{cm.}$$

$$b_o = 1650\text{cm.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 1.1 \times \sqrt{210} \times 1650 \times 50 = 1117.83\text{ton.}$$

La fuerza de corte última es:

$$V_u = \sigma \times (A - A_o)$$

donde: A = área de la zapata.

A_o = área crítica.

Entonces,

$$A = 15.35\text{m}^2$$

$$A_o = 5.33\text{m}^2$$

$$V_u = 60 \times (15.35 - 5.33) = 601.2\text{ton.}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$.

Diseño por Fuerza Cortante:Placa 3 y Placa 4:

El cortante para el diseño se obtiene a una distancia “ d ” de la cara de la placa por metro de ancho.

La resistencia del concreto es:

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d$$

donde: b = 1m de ancho de zapata.

d = peralte efectivo de la zapata.

Entonces,

$$d = h - 10 = 60 - 10 = 50\text{cm.}$$

$$b = 100\text{cm.}$$

$$\Phi V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{210} \times 100 \times 50 = 32.64\text{ton.}$$

La fuerza de corte última es:

$$V_u = \sigma \times A_c$$

donde: A_c = área de corte.

Entonces,

$$A_c = (\text{volado} - d) \times b$$

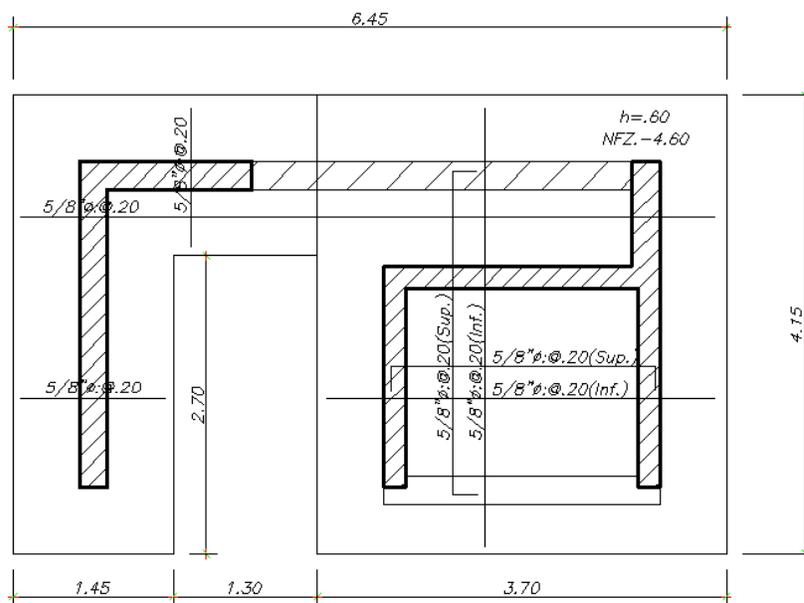
$$= (0.60 - 0.50) \times 1.0$$

$$= 0.1\text{m}^2.$$

$$V_u = 60 \times 0.1 = 6.0\text{ton.}$$

Se verifica que $\Phi V_c > V_u$.

El refuerzo de la zapata combinada de las placas 3 y 4 se muestra a continuación:



COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

- El terreno del edificio colinda por la zona izquierda, derecha y posterior con inmuebles vecinos, tiene forma rectangular por lo que la estructuración pudo hacerse de manera simétrica, de esta manera no hubo problemas de torsión en planta.
- En la zona de escalera principal y ascensor fue necesario colocar una losa maciza (en lugar de una losa aligerada) para poder garantizar un mejor comportamiento frente a esfuerzos de corte debidos a las acciones del sismo y lograr idealizar la estructura del edificio como una unidad.
- Se ha cumplido satisfactoriamente con los requerimientos de rigidez que impone la Norma E-030, teniendo una deriva máxima de 0.0047 a comparación de 0.007, en la dirección débil (dirección X) del edificio.
- En la dirección X, las placas estuvieron sometidas a Momentos Flectores y Fuerzas Cortantes elevadas debido a la poca densidad de muros, caso muy distinto al de la dirección Y donde no se tuvieron esfuerzos altos.
- Para elementos estructurales como vigas, columnas y placas fue necesario dar un mayor refuerzo ó capacidad por corte, para que de esta manera de pueda garantizar la falla dúctil (falla por flexión) evitando la falla frágil (falla por corte).
- En las columnas P1, P3, P4 y P5, el diseño por cargas verticales fue el que gobernó el diseño, esto se debió a que los momentos flectores por cargas de gravedad y sismo fueron muy reducidos en comparación de estas. La columna P2 presentó momentos flectores por cargas de sismo importantes en la dirección X debido a su mayor dimensión, con lo cual generó mayor rigidez en el pórtico.
- El diseño de la cimentación contempló a parte de zapatas aisladas y conectadas, una gran zapata de geometría particular, la cual fue producto de dos zapatas independientes (placa de la escalera principal y placa del ascensor) que se juntaron por su gran cercanía. A veces conviene hacer esto ya que el espacio que queda entre zapatas es muy reducido (menor a 10cm). Lo que se gana con esta unión es una zapata de mayor sección reduciendo los esfuerzos en el suelo.

- Debido a que el edificio cuenta con un nivel de sótano, los momentos provenientes del sismo no fueron importantes a nivel de sótano, sin embargo las cargas axiales de sismo sí, de esta manera el diseño de las zapatas estuvo gobernado por las cargas verticales de gravedad y de sismo.
- Para una altura de calzada de 3m aproximadamente y una cohesión de 0.0kg/cm^2 se necesita un ancho de calzada del orden de 1.50m, mientras que para una cohesión de 0.2kg/cm^2 no se necesita ningún ancho. El suelo de Lima es gravoso y presenta una cohesión aparente, esto hace que se faciliten las excavaciones y la construcción de calzaduras. Mientras más cohesión, menor empuje lateral del terreno.



BIBLIOGRAFIA

- Reglamento Nacional de Construcciones.
NTE E-020 Cargas
NTE E-030 Diseño Sismorresistente.
NTE E-060 Concreto Armado
- Apuntes del curso Concreto Armado 1.
Ing. Gianfranco Ottazzi Pasino
Undécima Edición – 2010
- Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado. Libro 2.
Antonio Blanco Blasco
1996-1997
- Diseño de Estructuras de Concreto Armado. 4ta Edición.
Teodoro E. Harmsen
Pontificia Universidad Católica del Perú. Fondo Editorial 2005.